

DESLIZAMIENTOS Y ESTABILIDAD DE TALUDES EN ZONAS TROPICALES

JAIME SUAREZ DIAZ

Profesor Escuela de Ingeniería Civil
Universidad Industrial de Santander
Bucaramanga – Colombia

Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos

Suárez Díaz Jaime, Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales

© 1998, Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos.

La legislación autoral colombiana (Ley 23 de 1982) en su artículo 32 permite la utilización de las obras o parte de ellas con propósitos de enseñanza y sin fines de lucro, con la obligación de mencionar el nombre del autor y el título de la obra utilizada.

Editor: Ingeniería de Suelos Ltda.

Dibujos: Luis Leonardo Silva Sarquez - Climaco Acevedo Prada

Diseño cubierta: Publicaciones UIS

Impresión: Publicaciones UIS

Publicación: Julio de 1998

Número de ejemplares: 1.000

ISBN

Distribuido por Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos, Ingeniería de Suelos Ltda. Calle 41 # 28-33 Bucaramanga, Colombia.

Fax + 57 – 76457507

E Mail Erosion@multinet.com.co

Impreso en Colombia

A Fanny , la persona que sufrió conmigo día y noche durante cinco años para lograr la meta de publicar el presente libro.

Contenido

PRESENTACION	Pág. ix
CAPITULO 1	
Caracterización de los Movimientos	1
1.2 Nomenclatura de un talud o ladera.....	1
1.3 Nomenclatura de los procesos de movimiento.....	3
1.4 Dimensiones.....	4
1.5 Etapas en el proceso de falla.....	5
1.6 Procesos en la etapa de deterioro.....	6
1.7 Clasificación de los movimientos de Varnes.....	11
1.8 Caracterización del movimiento.....	24
1.9 Movimientos post-falla.....	29
1.10 Evolución o proceso de falla.....	30
CAPITULO 2	
Procedimientos de Investigación	35
2.2 Organización del estudio.....	39
2.3 Procedimiento de análisis de la información existente.....	41
2.4 Visita de reconocimiento.....	44
2.5 Estudio topográfico.....	45
2.6 Investigación geotécnica detallada.....	47
2.7 Sondeos geotécnicos.....	51
2.8 Ensayos de campo.....	57
2.9 Ensayos geofísicos.....	63
2.10 Ensayos de laboratorio.....	66
2.11 Instrumentación.....	67
2.12 Caracterización de un deslizamiento.....	75
CAPITULO 3	
Esfuerzo y Resistencia al Cortante	81
3.2 Circulo de Mohr.....	85
3.3 Medición de la resistencia al cortante.....	87
3.4 Ensayos de laboratorio.....	89
3.5 Ensayos in situ.....	97
3.6 Diferencias entre las resistencias de campo y de laboratorio.....	100
3.7 Resistencia de suelos residuales y saprolitos.....	102
3.8 Resistencia al cortante de algunos suelos comunes.....	105
3.9 Resistencia al cortante de rocas.....	107

CAPITULO 4	
Métodos de Análisis de Estabilidad	117
4.2 Equilibrio límite y factor de seguridad.....	121
4.3 Métodos de análisis.....	123
4.4 Métodos numéricos y aplicaciones del computador.....	133
4.5 Análisis de estabilidad de taludes en roca.....	136
4.6 Análisis sísmico.....	148
CAPITULO 5	
Litología y Estructura Geológica	151
5.2 Litología.....	152
5.3 Grupos litoestructurales.....	163
5.4 Microestructura de las rocas.....	164
5.5 Estructura de la masa de roca.....	168
5.6 Fallas controladas por la estructura.....	175
5.7 Condiciones de deslizamiento y volteo en rocas.....	177
5.8 Coluviones.....	178
CAPITULO 6	
Suelos Residuales	185
6.2 Metodología para la caracterización integral de los suelos residuales.....	187
6.3 El proceso de meteorización.....	189
6.4 Microestructura de los suelos residuales.....	195
6.5 Estructura de los suelos residuales.....	197
6.6 Propiedades mecánicas de los suelos residuales.....	199
6.7 Suelos residuales especiales.....	207
6.8 Superficies preferenciales de falla a deslizamiento.....	209
6.9 Clasificación de la FAO para suelos tropicales.....	211
6.10 Sistema de clasificación de suelos residuales de Wesley.....	213
6.11 Caracterización del perfil de suelos residuales.....	215
6.12 Perfiles de meteorización y deslizamientos de los taludes en algunos suelos residuales.....	218
CAPITULO 7	
Lluvias, Presión de Poros y sus Efectos	233
7.2 Régimen de lluvias.....	233
7.3 La humedad superficial.....	236
7.4 La infiltración.....	237
7.5 El flujo no saturado.....	238
7.6 Presiones de poro negativas.....	244
7.7 El nivel freático.....	245
7.8 La presión de poros.....	248

7.9	Flujo saturado.....	249
7.10	Coefficiente de permeabilidad.....	254
7.11	Efectos del agua subterránea.....	255
7.12	Deslizamientos relacionados con las aguas subterráneas.....	257
7.13	Comportamiento de presas de tierra.....	260
7.14	El agua superficial o escorrentía.....	262
7.15	La erosión.....	263

CAPITULO 8

Vegetación y Bioingeniería 275

8.2	Características de las plantas y del suelo fértil.....	277
8.3	Efectos hidrológicos de la vegetación.....	277
8.4	Control de erosión.....	280
8.5	Sobrecarga y fuerza del viento.....	281
8.6	Características de las raíces.....	283
8.7	Acción de refuerzo de las raíces.....	288
8.8	Análisis de Estabilidad teniendo en cuenta las raíces.....	292
8.9	Diseño de revegetalización.....	293
8.10	Bioingeniería	294

CAPITULO 9

Amenazas Sísmicas 303

9.2	Sismicidad.....	304
9.3	Características de las ondas sísmicas.....	308
9.4	Análisis de amenaza sísmica.....	309
9.5	Susceptibilidad sísmica.....	310
9.6	Ampliación de la onda en el sitio.....	317
9.7	Licuación.....	317
9.8	Características de los deslizamientos cosísmicos.....	321
9.9	Fracturación cosísmica.....	325
9.10	Deslizamientos por actividad volcánica.....	327
9.11	Análisis sísmico de taludes.....	328

CAPITULO 10

Procesos de origen Antrópico 335

10.2	Procesos de urbanización.....	336
10.3	Modificaciones de la topografía.....	338
10.4	Deforestación.....	344
10.5	Cambios hidrológicos.....	344
10.6	Procesos de erosión urbana.....	350

CAPITULO 11

Zonificación de Amenaza y Riesgo 355

11.2	Definición de términos.....	356
------	-----------------------------	-----

viii Contenido

11.3	Susceptibilidad.....	358
11.4	Amenaza.....	362
11.5	Vulnerabilidad.....	368
11.6	Riesgo.....	370
11.7	Uso de sistemas de información geográfica.....	376

CAPITULO 12	
Prevención, Estabilización y Diseño	385
12.2 Métodos para disminuir o eliminar el riesgo.....	385
12.3 Prevención.....	391
12.4 Restricciones al desarrollo de áreas de riesgo.....	392
12.5 Métodos de elusión de la amenaza.....	395
12.6 Métodos de estructuras de control de movimientos.....	396
12.7 Mejoramiento de la resistencia del suelo.....	402
12.8 Protección de la superficie del talud.....	415
12.9 Modificación de la Topografía.....	417
12.10 Diseño de terraplenes.....	425
CAPITULO 13	
Control de Aguas Superficiales y Subterráneas	429
13.2 Drenaje superficial.....	430
13.3 Drenaje subterráneo.....	440
13.4 Drenes horizontales o de penetración.....	452
13.5 Colchones de drenaje.....	459
13.6 Trincheras estabilizadoras.....	459
13.7 Pantallas de drenaje.....	461
13.8 Galerías de drenaje.....	463
13.9 Pozos verticales de drenaje.....	465
13.10 Subdrenaje de estructuras de contención.....	468
13.11 Drenaje por electroosmosis.....	471
CAPITULO 14	
Estructuras de Contención o Refuerzo	473
14.2 Muros rígidos.....	488
14.3 Presiones de tierra en condiciones estables.....	492
14.4 Muros flexibles.....	503
14.5 Tierra reforzada.....	512
14.6 Estructuras ancladas.....	518
14.7 Estructuras enterradas.....	533
INDICE	541

Presentación

Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, pretende ser un texto guía para el estudio y la práctica de Ingeniería y Geotécnia, incluyendo análisis, diseño y construcción de taludes con énfasis en los problemas de deslizamientos de tierra.

Inicialmente, el texto eran los apuntes de clase del curso de Estabilidad de Taludes en la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander y el primer borrador fue publicado en forma artesanal por un grupo de personas interesadas en la divulgación de los conocimientos de Ingeniería en Colombia. Posteriormente y por solicitud de ingenieros interesados en el tema, se decidió presentar esta publicación en forma de libro.

Previamente a la publicación del presente libro, se requirió un trabajo de investigación sobre el estado del arte de la estabilidad de taludes en suelos residuales durante cinco años de trabajo permanente y con dedicación de varias horas diarias. La recopilación de información fue difícil, debido a que existen muy pocos libros guía sobre este tema en el mundo y se tuvo que acudir a la asistencia a congresos internacionales en las regiones más alejadas del mundo.

La estabilidad de taludes es una ciencia que demanda una gran cantidad de experiencia y por esta razón se requirieron muchos años para adquirirla y poder presentar un estado del arte sobre el tema. La mayor parte de esta experiencia fue obtenida en el manejo de problemas de estabilidad de taludes en los Andes Colombianos, especialmente en el estudio de suelos residuales de montaña tropical; Sin embargo, el libro incluye una gran cantidad de conocimientos que son comunes a materiales no tropicales, basados en la mecánica de suelos y la Ingeniería Geotécnica tradicional.

El libro, Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales está dirigido con la misma intensidad tanto a los profesionales en la práctica de la geotécnia como a los estudiantes de Geología e Ingenierías Civil y Ambiental a niveles de pregrado y post-grado, aunque el nivel del libro requiere de conocimientos básicos previos de Geología, y mecánica de suelos para su mejor comprensión.

Algunos temas fueron tratados a profundidad, teniendo en cuenta que no existen publicaciones sobre el tema en idioma español y otros se trataron en forma general, debido a que existen otros textos mucho más especializados sobre temas específicos de la mecánica de suelos o la Geología.

x Presentación

Es necesario enfatizar que el presente manual es un documento guía y sus recomendaciones no son mandatorias ni aplicables en todos los casos, y que el conocimiento de la Ingeniería Geotécnica está evolucionando a una rata tal, que en pocos años los conceptos pueden requerir una re-evaluación.

La idea actual, es el realizar actualizaciones periódicas del presente texto en el momento en que exista suficiente conocimiento adicional que lo justifique.

Agradezco la colaboración recibida por numerosas personas que ayudaron en la preparación y revisión del libro pero en especial quiero dejar constancia que el presente libro no hubiera podido ser realizado sin la ayuda de Fanny Ardila Rodríguez y Leonardo Silva Sarquez, quienes dedicaron varios meses de su tiempo libre a trabajar arduamente en la elaboración del libro.

Es importante para mi, recibir observaciones, comentarios y recomendaciones, las cuales serán incluidas en las próximas ediciones.

Jaime Suárez Díaz
Julio, 1998

1 Caracterización de los movimientos

1.1 INTRODUCCION

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.

El presente texto intenta presentar un estado del arte en el análisis de deslizamientos de tierra en zonas tropicales y el diseño de obras de estabilización.

Previamente a la profundización en el estudio del comportamiento de los taludes en zonas tropicales, se requiere establecer una serie de pautas en lo referente a nomenclatura y clasificación. Para ello en la literatura se encuentran dos sistemas de clasificación propuestos por Hutchinson (1968) y por Varnes (1958 y 1978). Este último sistema fue actualizado por Cruden y Varnes en el "Special Report 247" del Transportation Research Board de los Estados Unidos (1996) y es el sistema que se utiliza en el presente texto; Sin embargo, a esta clasificación se agregaron algunos factores importantes, entre ellos la diferenciación entre los procesos de deterioro y los de deslizamiento, pero en términos generales se mantuvieron los principios básicos de la clasificación del Transportation Research Board.

1.2 NOMENCLATURA DE UN TALUD O LADERA

Un talud o ladera es una masa de tierra que no es plana sino que posee pendiente o cambios de altura significativos. En la literatura técnica se define como ladera cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y talud cuando se conformó artificialmente (Figura 1.1).

2 Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales

Las laderas que han permanecido estables por muchos años pueden fallar en forma imprevista debido a cambios topográficos, sismicidad, flujos de agua subterránea, cambios en la resistencia del suelo, meteorización o factores de tipo antrópico o natural que modifiquen su estado natural de estabilidad.

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

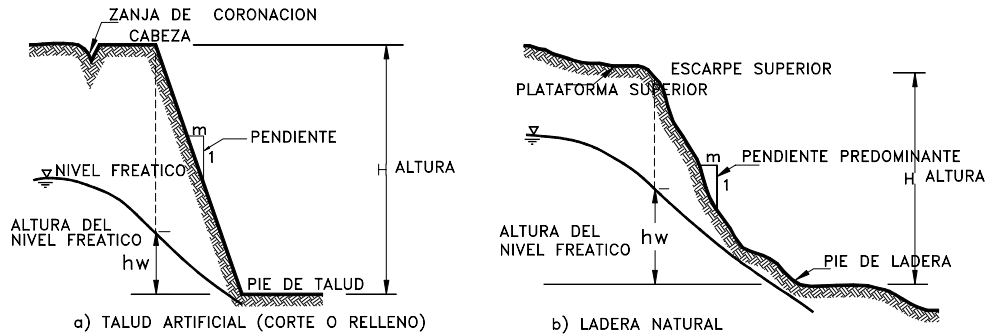


Figura 1.1. Nomenclatura de taludes y laderas.

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

1. *Altura*

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

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. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación $m/1$, en la cual m es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical.

Ejemplo: Pendiente : 45° , 100%, o 1H:1V.

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

1.3 NOMENCLATURA DE LOS PROCESOS DE MOVIMIENTO

Los procesos geotécnicos activos de los taludes y laderas corresponden generalmente, a movimientos hacia abajo y hacia afuera de los materiales que conforman un talud de roca, suelo natural o relleno, o una combinación de ellos. Los movimientos ocurren generalmente, a lo largo de superficies de falla, por caída libre, movimientos de masa, erosión o flujos. Algunos segmentos del talud o ladera pueden moverse hacia arriba, mientras otros se mueven hacia abajo.

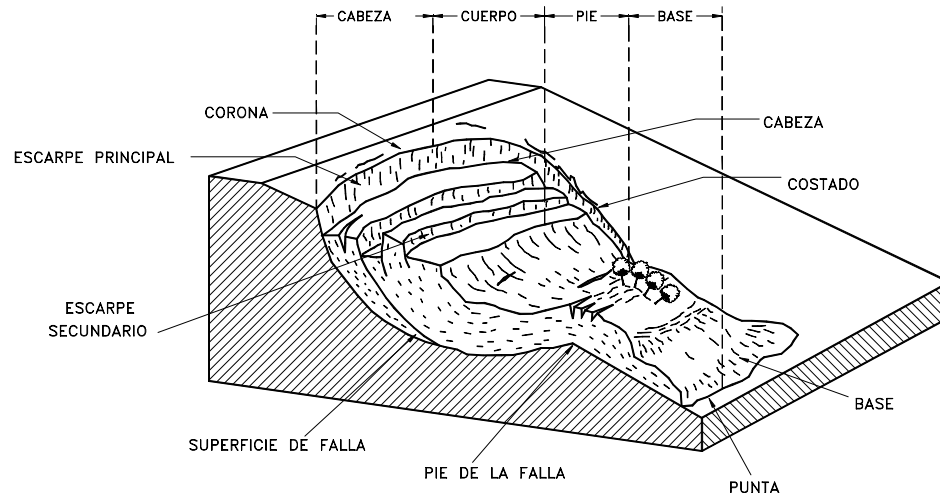


Figura 1.2. Nomenclatura de un deslizamiento.

En la figura 1.2 se muestra un deslizamiento o movimiento en masa típico, con sus diversas partes cuya nomenclatura es la siguiente:

1. *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.

2. *Escarpe secundario*

Una superficie muy inclinada producida por desplazamientos diferenciales dentro de la masa que se mueve.

3. *Cabeza*

Las partes superiores del material que se mueve a lo largo del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

4. *Cima*

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

5. *Corona*

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

6. Superficie de falla

Corresponde al área debajo del movimiento que delimita el volumen de material desplazado. El volumen de suelo debajo de la superficie de falla no se mueve.

7. Pie de la superficie de falla

La línea de interceptación (algunas veces tapada) entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.

8. Base

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

9. Punta o uña

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

10. Costado o flanco

Un lado (perfil lateral) del movimiento.

11. Superficie original del terreno

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

12. 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.

1.4 DIMENSIONES

Para definir las dimensiones de un movimiento se utiliza la terminología recomendada por el IAEG (Figura 1.3):

1. Ancho de la masa desplazada W_d

Ancho máximo de la masa desplazada perpendicularmente a la longitud, L_d .

2. Ancho de la superficie de falla W_r

Ancho máximo entre los flancos del deslizamiento perpendicularmente a la longitud L_r .

3. Longitud de la masa deslizada L_d

Distancia mínima entre la punta y la cabeza.

4. Longitud de la superficie de falla L_r

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

5. Profundidad de la masa desplazada D_d

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

6. Profundidad de la superficie de falla D_r

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

7. Longitud total L

Distancia mínima desde la punta a la corona del deslizamiento.

8. Longitud de la línea central L_{cl}

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

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

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

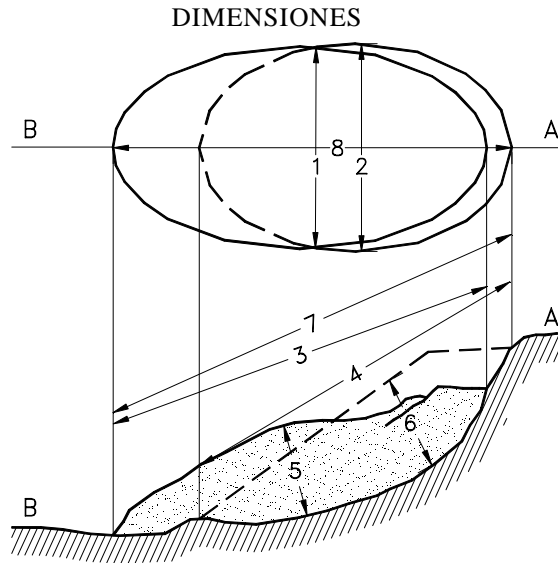


Figura 1.3. Dimensiones de los movimientos en masa de acuerdo a IAEG Commission on Landslides (1990).

1.5 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.

Las caracterizaciones geotécnicas son necesarias y por esta razón, las clasificaciones eminentemente topográficas y morfológicas, como las propuestas por Varnes (1978), Hutchinson (1988), etc., deben adaptarse a las condiciones verdaderas de los movimientos.

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 preciso 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.

1.6 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. Al deterioro, sin embargo, se le da muy poca atención en el momento del diseño y el énfasis se dirige a evitar las fallas profundas, más que a evitar los fenómenos anteriores a la falla.

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. 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), pero en el presente texto se amplió con el objeto de incluir la mayoría de los procesos que ocurren previamente a la falla masiva.

1. 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. No representa una amenaza en sí misma pero puede conducir a la pérdida de soporte y subsecuente colapso en pequeña escala. Los finos pueden sedimentarse y producir depósitos dentro de las estructuras de drenaje.

Como solución se sugiere la limpieza de los residuos en el pie del talud y el cubrimiento con técnicas de bioingeniería concreto lanzado y refuerzo local, donde exista riesgo de colapso.

2. Descascaramiento

Caída de cáscaras de material de la masa de roca. Las cáscaras 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.

Los fragmentos en forma de láminas no son grandes y no constituyen una amenaza significativa, sin embargo, se produce un depósito de sedimentos en el pie del talud.

Como tratamiento se sugiere las técnicas de bioingeniería y concreto lanzado con pequeños anclajes y obras de concreto dental.

PROCESOS DE DETERIORO

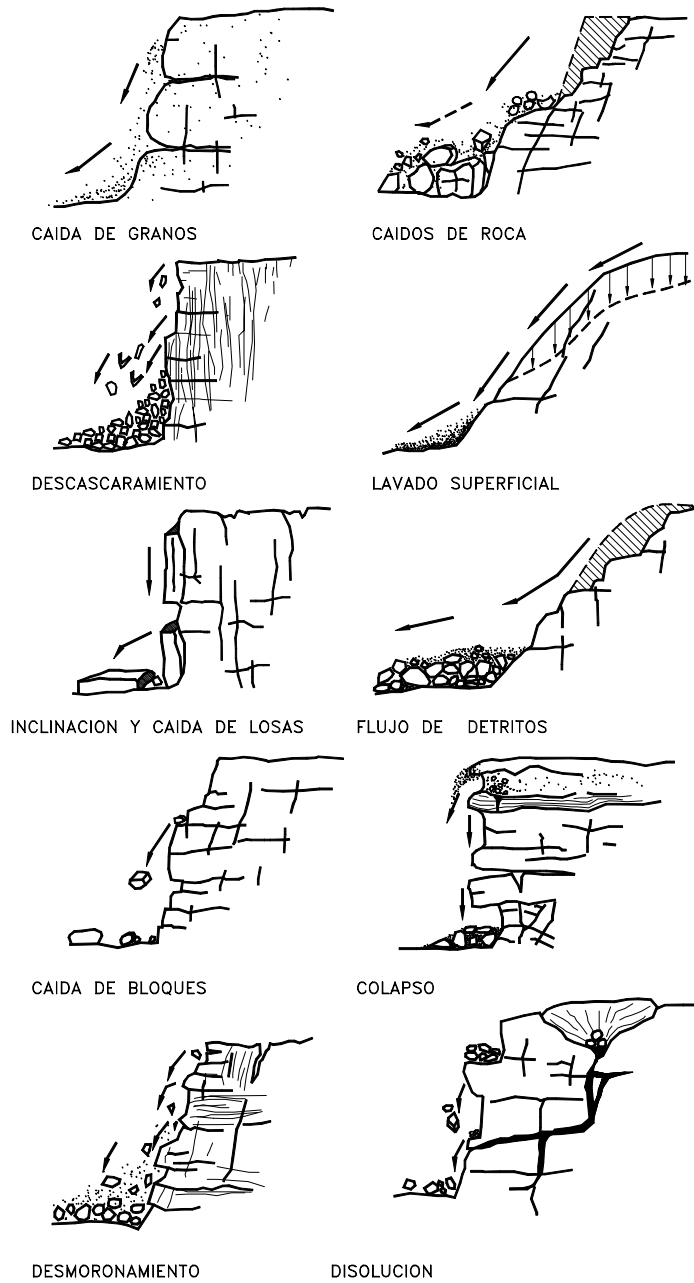


Figura 1.4. Procesos de deterioro en macizos rocosos (Nicholson y Hencher – 1997).

3. 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.

Pueden caer grandes bloques de material y pueden significar una amenaza importante, causando daño a los canales de drenaje, cercas, pavimentos o puede crear taludes negativos. Las inclinaciones pueden considerarse como un proceso de deterioro o como un movimiento del talud.

Como tratamiento se sugiere la construcción de gradas o escaleras, bermas intermedias, refuerzo con pernos o estructuras de contención.

4. 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.

La amenaza es difícil de predecir debido al gran rango de tamaños que pueden caer y especialmente los bloques grandes pueden causar daño estructural. En ocasiones bajan saltando y rodando y pueden caminar grandes distancias. Estos caídos corresponden a los caídos de roca en la clasificación general de movimientos en taludes.

Como tratamiento se sugiere la construcción de gradas, la utilización de mallas de acero, concreto lanzado o mampostería.

5. 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.

Como solución se sugiere la construcción de gradas, colocación de mallas, trampas para detritos y cercas protectoras; también se pueden construir estructuras de submuración en mampostería o concreto lanzado. Los bloques grandes pueden requerir aseguramiento con pernos, anclajes o cables.

Las áreas con desintegración severa pueden requerir soporte total o disminuir el ángulo de inclinación del talud.

6. 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. El volumen de la falla depende de los diversos planos de discontinuidad y puede cubrir en un solo momento varios planos (falla en escalera).

7. 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.

Como solución se propone generalmente, la construcción de obras de drenaje y de bioingeniería, así como concreto dental, concreto lanzado o modificaciones de la topografía del talud.

Los procesos de erosión son muy comunes en suelos residuales poco cementados o en suelos aluviales, especialmente, los compuestos por limos y arenas finas principalmente, cuando la cobertura vegetal ha sido removida. Se conocen varios tipos de erosión:

a. Erosión Laminar

El proceso de erosión laminar se inicia por el impacto de las gotas de agua 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 reparten sobre la superficie del terreno.

La velocidad de las gotas de lluvia puede alcanzar valores hasta de 10 metros por segundo y su efecto es muy grande sobre las superficies de talud expuestos y sin cobertura vegetal. El proceso es particularmente grave cuando la pendiente del talud es grande, como es el caso de los taludes de cortes en obras viales.

b. 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 (rills).

Los surcos forman una compleja microred 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.

Inicialmente la cárcava se profundiza hasta alcanzar una superficie de equilibrio, la cual depende de las características geológicas e hidráulicas, para luego iniciar un proceso de avance lateral mediante deslizamientos de los taludes semiverticales producto de la erosión.

La localización en cuanto a su profundidad y la velocidad de avance del proceso es controlada por los fenómenos de tipo hidráulico y por la resistencia del material a la erosión. Los surcos de erosión pueden estabilizarse generalmente, con prácticas de agricultura.

c. 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.

Las cárcavas inicialmente tienen una sección en V pero al encontrar un material más resistente o interceptar el nivel freático se extienden lateralmente, tomando forma en U (Figura 1.5).

d. 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.

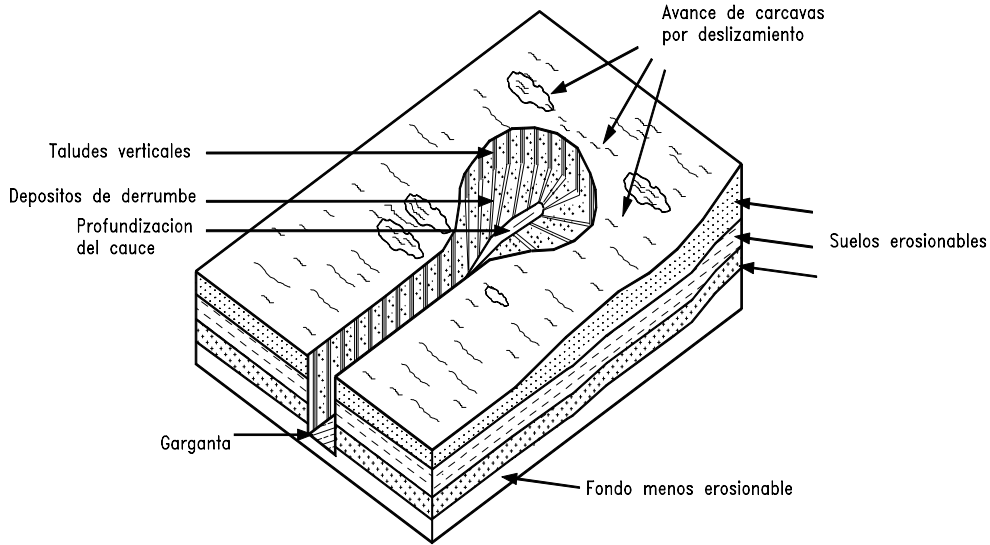


Figura 1.5. Esquema general de cárcava de erosión.

e. 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.

8. Flujo de detritos

El desprendimiento y transporte de partículas gruesas y finas en una matriz de agua y granos en forma de flujo seco o saturado. Los flujos de detritos son impredecibles, mueven grandes volúmenes de material y pueden crear una amenaza moderada a alta.

Se requiere un análisis especial de cada caso para su tratamiento. Generalmente no se les considera como procesos de deterioro sino como deslizamientos. Sin embargo, pueden generar grandes deslizamientos del macizo al producir cambios topográficos importantes.

9. 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 (overhangs). Representa una escala grande de amenaza, de acuerdo a su tamaño y potencial de colapso. Las soluciones incluyen concreto dental, estructuras de refuerzo, submuración y otras estructuras de retención.

10. Disolución

La disolución de materiales solubles en agua que puede ser acelerado por las condiciones locales, especialmente la presencia de aguas agresivas. Puede producir cavidades internas que podrían colapsar o formar cárcavas karsticas. Como tratamiento se sugiere la inyección o relleno de las cavidades o la construcción de estructuras de puente.

11. 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 generalmente, con pérdida de la resistencia al cortante.

Se puede disminuir evitando los cambios de humedad o disminuyendo el potencial de expansión utilizando procedimientos físicos y químicos como es la adición de cal.

12. Agrietamiento cosísmico

Los eventos sísmicos pueden producir agrietamientos especialmente en los materiales rígidos y frágiles. Los agrietamientos cosísmicos debilitan la masa de talud y generan superficies preferenciales de falla. El agrietamiento cosísmico es menor cuando existe buen refuerzo subsuperficial con raíces de la cobertura vegetal.

13. 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 roca. Estas deformaciones se pueden evitar disminuyendo los esfuerzos sobre el suelo, construyendo estructuras de contención o refuerzo.

14. Agrietamiento por tensión

La mayoría de los suelos poseen muy baja resistencia a la tensión y la generación de esfuerzos relativamente pequeños, (especialmente arriba de la cabeza de los taludes y laderas), puede producir grietas de tensión, las cuales facilitan la infiltración de agua y debilitan la estructura de la masa de suelo permitiendo la formación de superficies de falla.

1.7 CLASIFICACION DE LOS MOVIMIENTOS EN MASA

Para la clasificación de los movimientos en masa se presenta el sistema propuesto originalmente por Varnes (1978), el cual tipifica los principales tipos de movimiento.

Para el propósito del presente texto se presentan algunas observaciones del autor a los procesos de movimiento identificados por Varnes. Algunos de estos

movimientos están incluidos en la clasificación de los procesos de deterioro previos a un deslizamiento y es difícil identificar cuándo son procesos de deterioro y cuándo son componentes principales del movimiento del talud.

1. Caído

En los caídos una masa de cualquier tamaño se desprende de un talud de pendiente fuerte, a lo largo de una superficie, en la cual ocurre ningún o muy poco desplazamiento de corte y desciende principalmente, a través del aire por caída libre, a saltos o rodando. (Figuras 1.6 a 1.8).

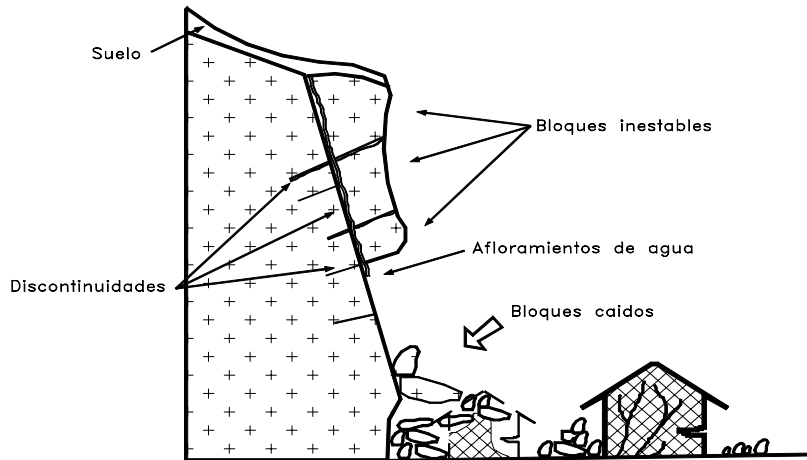


Figura 1.6 Caídos de bloques por gravedad en roca fracturada.

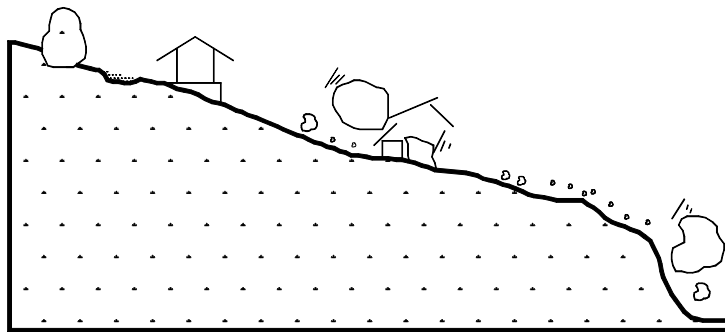


Figura 1.7 Caídos de bloques rodando.

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

La observación muestra que los movimientos tienden a comportarse como caídos de caída libre cuando la pendiente superficial es de más de 75 grados. En taludes

de ángulo menor generalmente, los materiales rebotan y en los taludes de menos de 45 grados los materiales tienden a rodar. Los “caídos de roca” corresponden a bloques de roca relativamente sana, los caídos de residuos o detritos están compuestos por fragmentos de materiales pétreos y los caídos de tierra corresponden a materiales compuestos de partículas pequeñas de suelo o masas blandas (Figura 1.9).

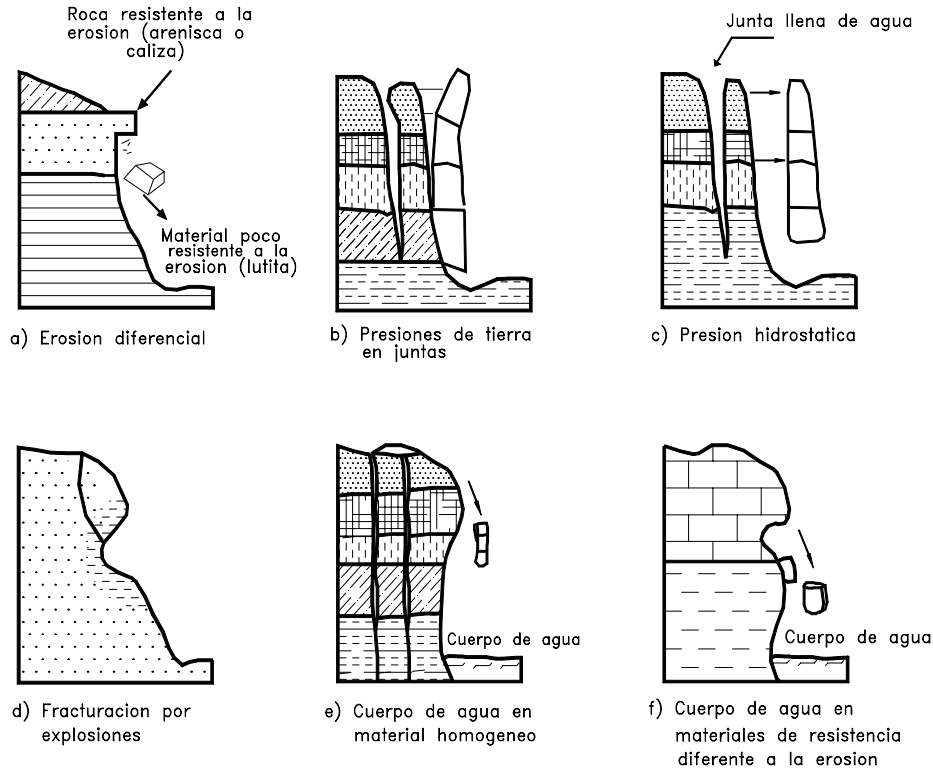


Figura 1.8 Algunos mecanismos de falla de caídos.

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

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

2. Inclinación o volteo

Este tipo de movimiento consiste en una rotación hacia adelante de una unidad o unidades de material térreo con centro de giro por debajo del centro de gravedad de la unidad y generalmente, ocurren en las formaciones rocosas (Figura 1.10).

14 Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales

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.

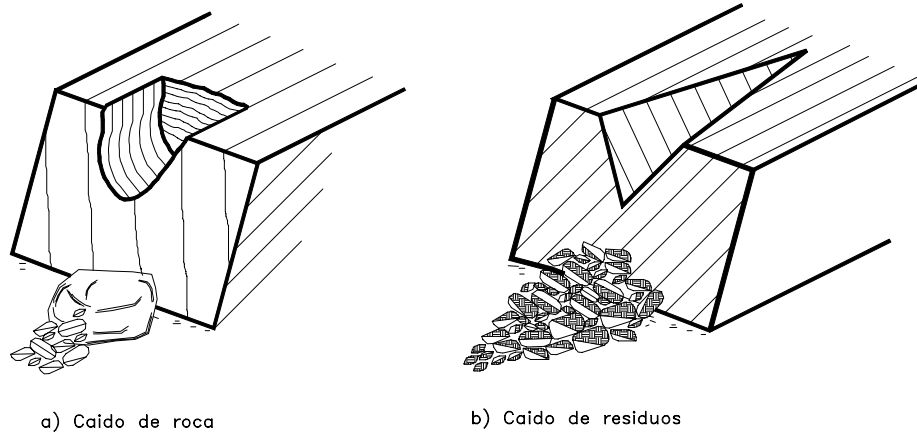


Figura 1.9. Esquema de caídos de roca y residuos.

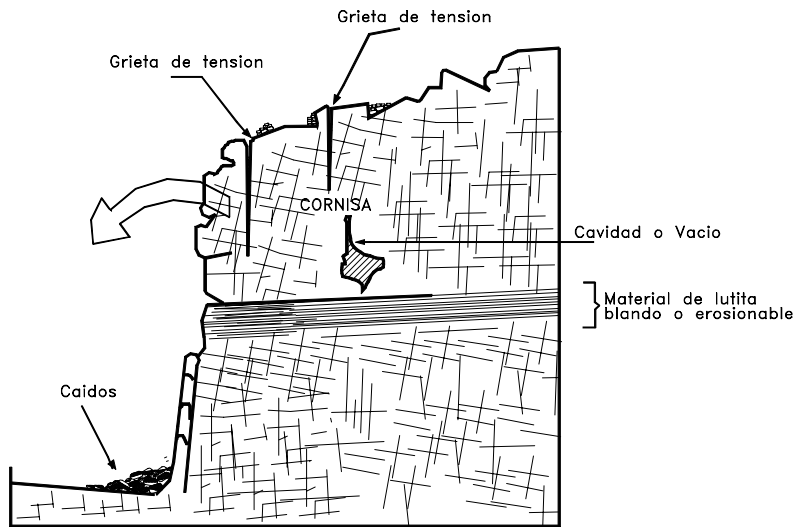


Figura 1.10. Volteo o inclinación en materiales residuales.

Dependiendo de las características geométricas y de estructura geológica, la inclinación puede o no terminar en caídos o en derrumbes (Figuras 1.11 y 1.12). Las inclinaciones pueden variar de extremadamente lentas a extremadamente rápidas. Las características de la estructura de la formación geológica determinan la forma de ocurrencia de la inclinación.

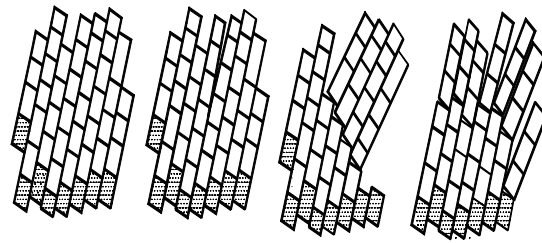


Figura 1.11 Proceso de falla al volteo.

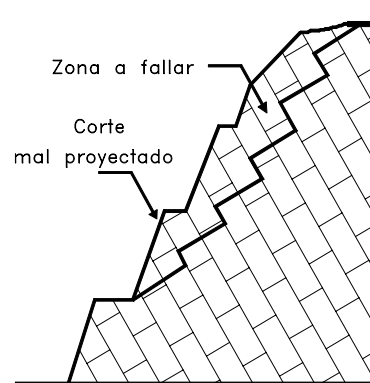


Figura 1.12 El volteo puede generar un desmoronamiento del talud o falla en escalera.

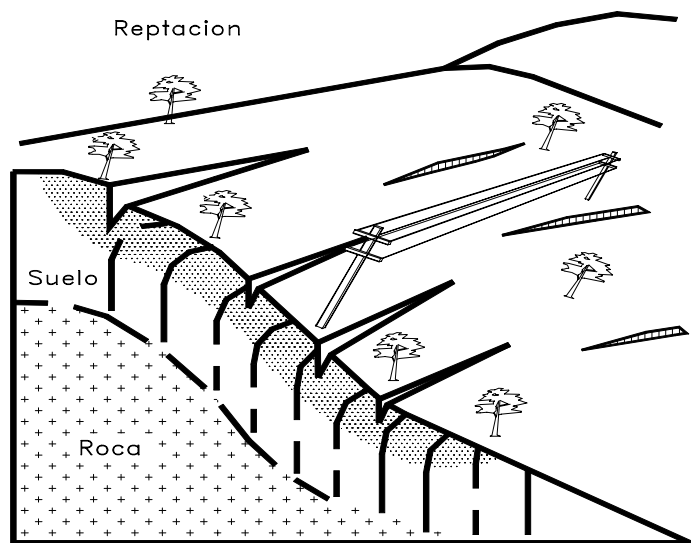


Figura 1.13. Esquema de un proceso de reptación.

3. Reptación

La reptación consiste en movimientos muy lentos a extremadamente lentos del suelo subsuperficial sin una superficie de falla definida. Generalmente, el movimiento es de unos pocos centímetros al año y afecta a grandes áreas de terreno (Figura 1.13).

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.

4. Deslizamiento

Este movimiento consiste en un desplazamiento de corte a lo largo de una o varias superficies, que pueden detectarse fácilmente o dentro de una zona relativamente delgada (Figura 1.14). El movimiento puede ser progresivo, o sea, que no se inicia simultáneamente a lo largo de toda, la que sería, la superficie de falla.

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

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

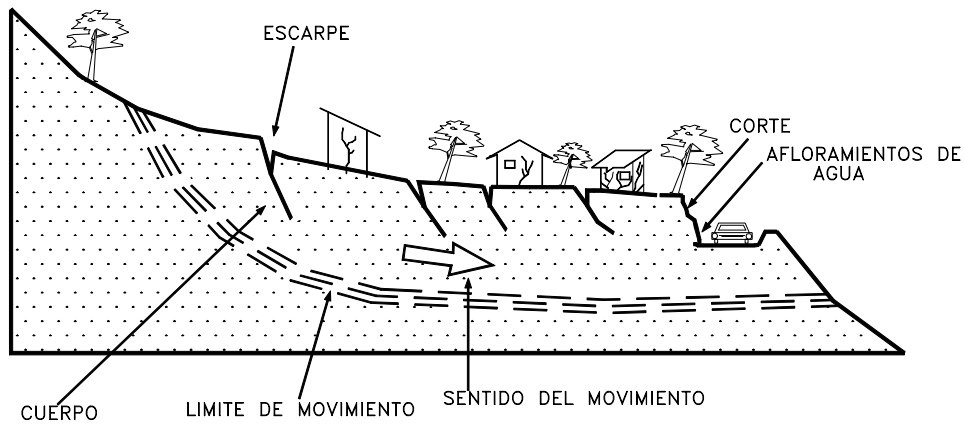


Figura 1.14 Deslizamientos en suelos blandos.

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

a. Deslizamiento Rotacional

En un deslizamiento rotacional la superficie de falla es formada por una curva cuyo centro de giro se encuentra por encima del centro de gravedad del cuerpo del movimiento (Figura 1.15).

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

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

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

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

Los deslizamientos rotacionales en suelos generalmente tienen una relación D_r/L_r entre 0.15 y 0.33 (Skempton y Hutchinson 1969).

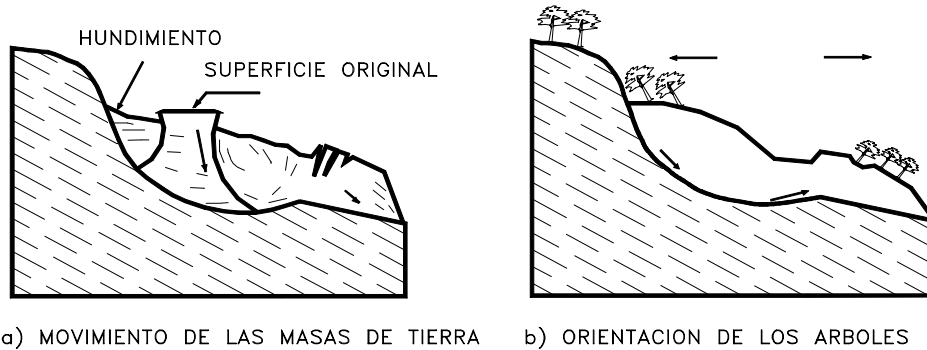


Figura 1.15 Deslizamiento rotacional típico.

Frecuentemente la forma y localización de la superficie de falla está influenciada por las discontinuidades, juntas y planos de estratificación. El efecto de estas discontinuidades debe tenerse muy en cuenta en el momento que se haga el análisis de estabilidad (Figura 1.16).

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

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

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

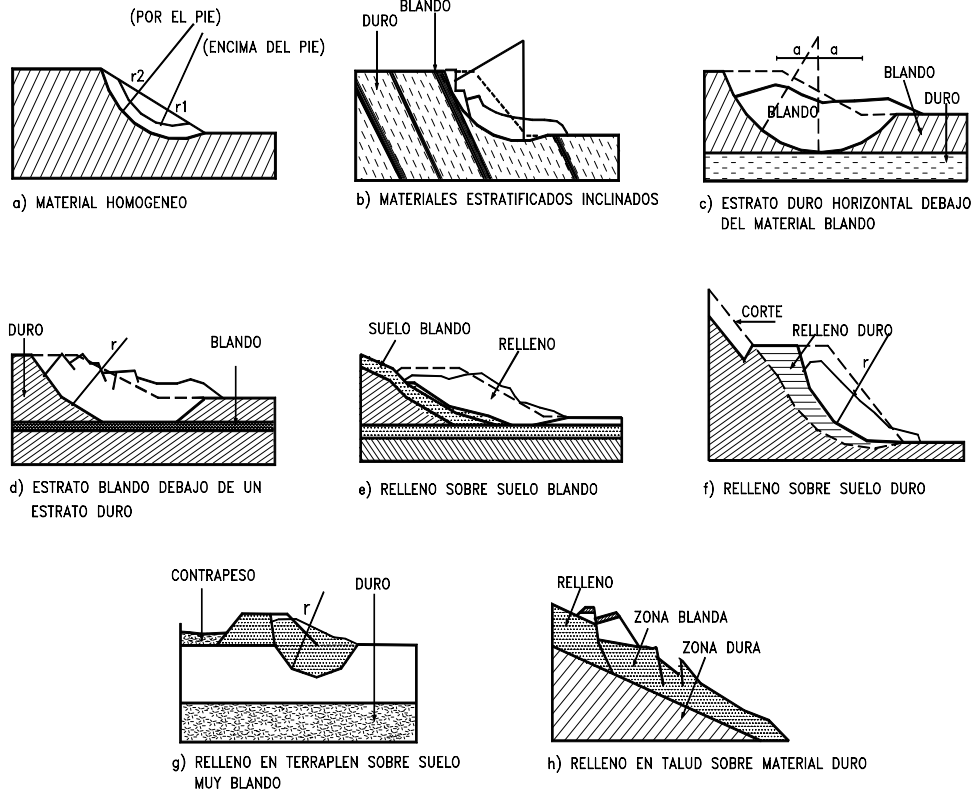


Figura 1.16 Efectos de la estructura en la formación de deslizamientos a rotación.

b. Deslizamiento de traslación

En el deslizamiento de traslación el movimiento de la masa se desplaza hacia fuera o hacia abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o ligeramente ondulada y tiene muy poco o nada de movimiento de rotación o volteo (Figura 1.17). Los movimientos traslacionales tienen generalmente, una relación D_r/L_r de menos de 0.1. La diferencia importante entre los movimientos de rotación y traslación está principalmente, en la aplicabilidad o no de los diversos sistemas de estabilización.

Sin embargo, un movimiento de rotación trata de autoestabilizarse, mientras uno de traslación puede progresar indefinidamente a lo largo de la ladera hacia abajo. Los movimientos de traslación son comúnmente controlados por superficies de debilidad tales como fallas, juntas, fracturas, planos de estratificación y zonas de cambio de estado de meteorización que corresponden en términos cuantitativos a cambios en la resistencia al corte de los materiales o por el contacto entre la roca y materiales blandos o coluviones. En muchos deslizamientos de traslación la masa se deforma y/o rompe y puede convertirse en flujo.

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

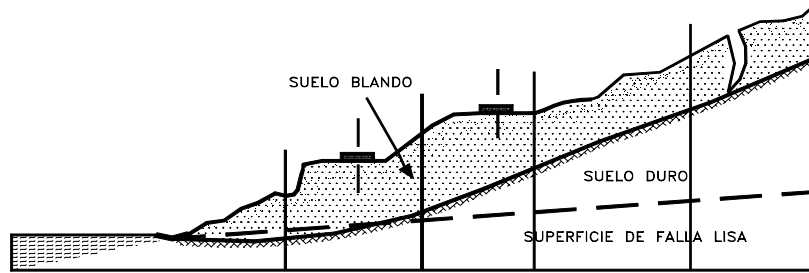


Figura 1.17 Deslizamiento de translación en la vía Tijuana - Ensenada en México.

5. Esparcimiento lateral

En los esparcimientos laterales el modo de movimiento dominante es la extensión lateral acomodada por fracturas de corte y tensión. El mecanismo de falla puede incluir elementos no solo de rotación y translación sino también de flujo. (Figura 1.18). Generalmente, los movimientos son complejos y difíciles de caracterizar. La rata de movimiento es por lo general extremadamente lenta.

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

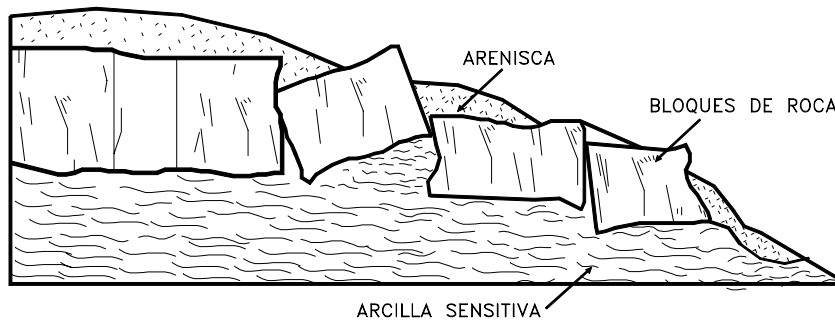


Figura 1.18. Esquema de un esparcimiento lateral

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

- a. Movimientos distribuidos en una extensión pero sin una superficie basal bien definida de corte o de flujo plástico. Esto ocurre predominantemente en rocas, especialmente en las crestas de serranías. La mecánica de este movimiento no es bien conocida.
- b. Movimientos que envuelven fracturas y extensión de roca o suelo, debido a licuación o flujo plástico del material subyacente. Las capas superiores pueden hundirse, trasladarse, rotarse, desintegrarse o pueden licuarse y fluir.

6. Flujo

En un flujo existen movimientos relativos de las partículas o bloques pequeños dentro de una masa que se mueve o desliza sobre una superficie de falla. Los flujos pueden ser lentos o rápidos (Figura 1.19), así como secos o húmedos y los puede haber de roca, de residuos o de suelo o tierra.

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

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

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

Recientemente se han realizado estudios para cuantificar el nivel de lluvias que se requieren para producir flujos y es frecuente la ocurrencia de los flujos simultáneamente en sitios diferentes, dentro de una misma formación en el momento de una determinada lluvia de gran intensidad o de un evento sísmico.

a. Flujo en roca

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

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

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

b. Flujo de residuos (Detritos)

Por lo general, un flujo de rocas termina en uno de residuos. Los materiales se van triturando por el mismo proceso de flujo y se puede observar una diferencia importante de tamaños entre la cabeza y el pie del movimiento.

El movimiento de los flujos de detritos puede ser activado por las lluvias, debido a la pérdida de resistencia por la disminución de la succión al saturarse el material o por el desarrollo de fuerzas debidas al movimiento del agua subterránea (Collins y Znidarcic, 1997).

Fotografía 1.1 Flujo en suelos residuales de granitos.

Fotografía 1.2 Mezcla de arenas y residuos en un flujo en suelos residuales .

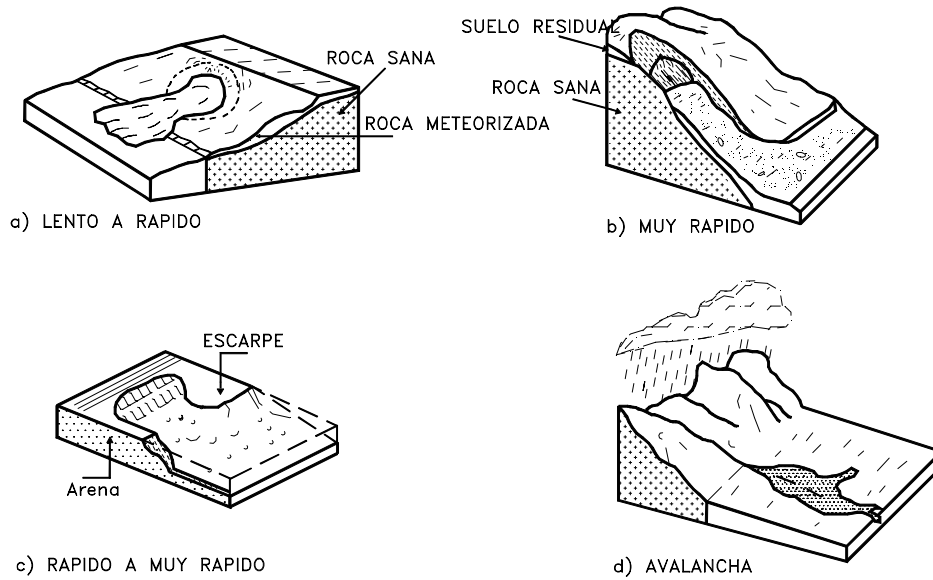


Figura 1.19 Flujos de diferentes velocidades.

Los daños causados por los flujos de detritos abarcan áreas relativamente grandes. El flujo típico de detritos es una honda larga de materiales sólidos y líquidos entremezclados, que se mueve en forma constante a través de un canal con algunas ondas menores superimpuestas que se mueven a velocidades superiores a aquellas del flujo mismo.

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

c. Flujo de suelo

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

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

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 y ya se puede hablar de viscosidad propiamente dicha, llegándose al punto de suelos suspendidos en agua. Los flujos de lodo poseen fuerzas destructoras grandes que dependen de su caudal y velocidad.

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

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

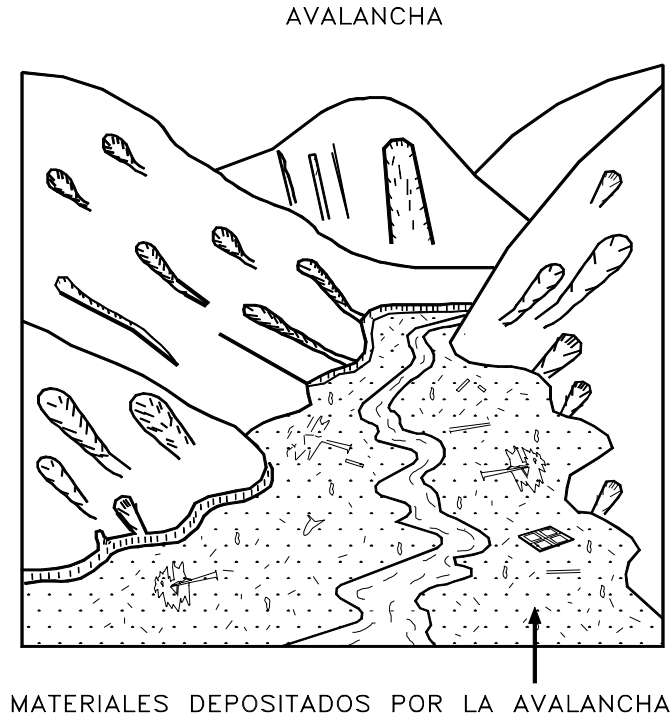


Figura 1.20 Avalancha en cauce de río por acumulación de materiales producto de una gran cantidad de deslizamientos ocurridos en el momento de un sismo.

7. Avalanchas

En las avalanchas la falla progresiva es muy rápida y el flujo desciende formando una especie de “ríos de roca y suelo” (Figura 1.20). 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 prerequisite 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.

8. Movimientos complejos

Con mucha frecuencia los movimientos de un talud incluyen una combinación de dos o más de los principales tipos de desplazamiento descritos anteriormente, este tipo de movimientos se les denomina como “Complejo”. Adicionalmente, un tipo de proceso activo puede convertirse en otro a medida que progresa el fenómeno de desintegración; es así como una inclinación puede terminar en caído o un deslizamiento en flujo.

Tabla.1.1 Glosario de nombres para la caracterización de movimientos en masa (adaptado de Cruden y Varnes –1996)

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

1.8 CARACTERIZACION DEL MOVIMIENTO

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

1. Tipo de material

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

a. Roca

Se denomina “Roca” a la roca dura y firme que estaba intacta en su lugar antes de la iniciación del movimiento.

b. Residuos

Se denomina con el nombre de Residuos o “Detritos” al suelo que contiene una significativa proporción de material grueso. Se considera que si más del 20% del material en peso es mayor de 2 milímetros de diámetro equivalente, debe llamarse como Residuos.

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

c. Tierra

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

2. Humedad

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

- a. Seco:** No contiene humedad “visible”.
- b. Húmedo:** Contiene algo de agua pero no posee agua (corriente) libre y puede comportarse como un sólido plástico pero no como un líquido.
- c. Mojado:** Contiene suficiente agua para comportarse en parte como un líquido y posee cantidades visibles de agua que pueden salir del material.
- d. Muy mojado:** Contiene agua suficiente para fluir como líquido, aún en pendientes bajas.

3. Secuencia de repetición

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

a. Progresivo

La superficie de falla se extiende en la misma dirección del movimiento.

b. Retrogresivo

La superficie de falla se extiende en dirección opuesta al movimiento

c. Ampliándose

La superficie de falla se extiende hacia una u otra de las márgenes laterales

d. Alargándose

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

e. Confinado

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

f. Disminuyendo

El volumen de material siendo desplazado, disminuye con el tiempo.

4. Velocidad del movimiento

En la tabla 1.2 se indica la escala de velocidades de movimientos propuestas por el Transportation Research Board de los Estados Unidos, la cual se puede considerar como escala única de rata de movimiento. En algunos casos, ocurren velocidades diferentes de los diversos modos de movimiento y se requiere definir cada uno de ellos.

La velocidad del movimiento tiene gran influencia sobre el poder destructivo de un deslizamiento. Generalmente, los deslizamientos extremadamente rápidos corresponden a catástrofes de gran violencia, ocasionalmente con muchos muertos y cuyo escape es poco probable.

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

Tabla 1.2 Velocidad de los movimientos (Adaptado de Cruden, Varnes - 1996)

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

5. Estilo

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

a. Complejo

Un deslizamiento complejo es aquel que tiene al menos dos tipos de movimiento, por ejemplo, inclinación y deslizamiento.

b. Compuesto

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

c. Múltiple

Se denomina como múltiple un deslizamiento que muestra movimientos repetidos del mismo tipo (Figura 1.22), generalmente, ampliando la superficie de falla.

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

d. Sencillo

Corresponde a un solo tipo de movimiento.

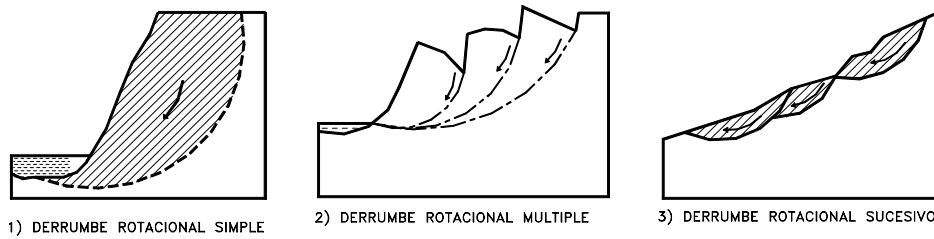


Figura 1.21. Deslizamientos rotacionales simples y múltiples.

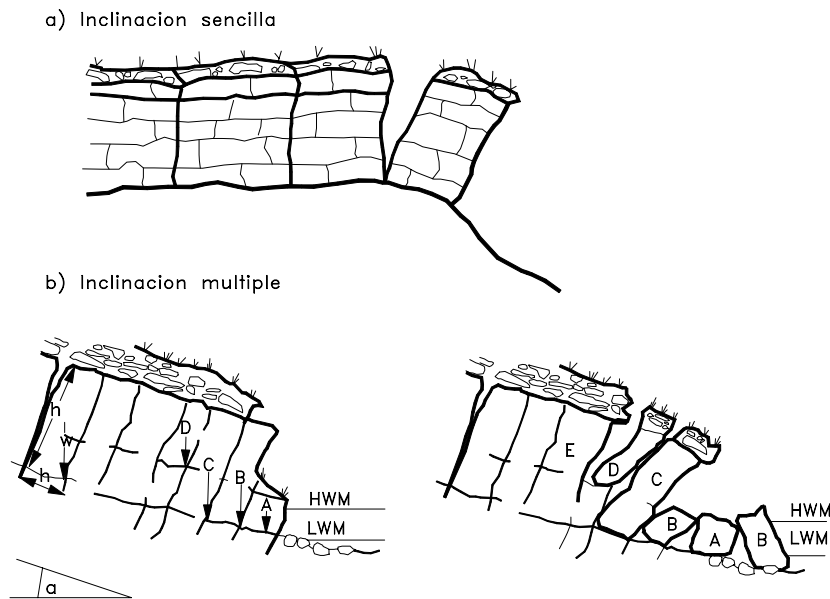


Figura 1.22. Inclinaciones sencillas y múltiples (Cruden, Varnes 1996).

6. Estado de actividad

a. Activo

Deslizamiento que se está moviendo en los actuales momentos.

b. Reactivado

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

c. Suspendido

Deslizamientos que han estado activos durante los últimos ciclos estacionales pero que no se está moviendo en la actualidad.

d. Inactivo

Deslizamientos que llevan varios ciclos estacionales sin actividad.

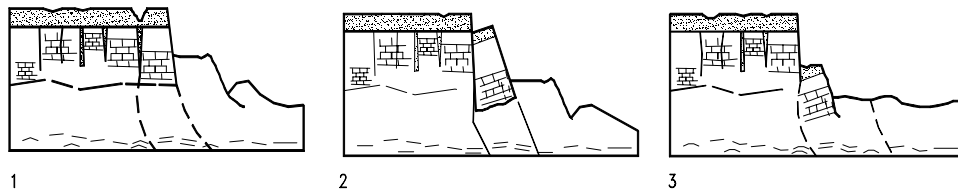


Figura 1.23 Deslizamientos retrogresivos.

e. Dormido

Deslizamiento inactivo pero que las causas del movimiento aparentemente permanecen.

f. Abandonado

Es el caso de un río que cambió de curso y que estaba produciendo un deslizamiento.

g. Estabilizado

Movimiento suspendido por obras remediales artificiales.

h. Relicto

Deslizamientos que ocurrieron posiblemente, hace varios miles de años se pueden llamar deslizamientos Relictos.

7. Estructura geológica

La formación geológica del sitio del movimiento es un factor determinante en el mecanismo de falla y en el comportamiento de un movimiento en un talud, especialmente en ambientes tropicales de montaña donde la textura y estructura geológica definen por lo general, la ocurrencia de fallas en los taludes.

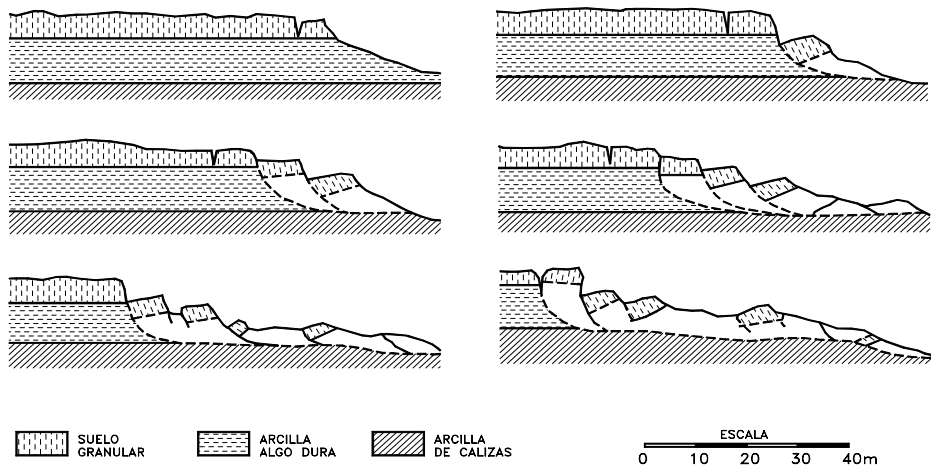


Figura 1.24 Desarrollo de deslizamientos en la costa de Rumania-Mar negro (Popescu-1996).

1.9 MOVIMIENTOS POST-FALLA

Los movimientos post-falla son movimientos en los cuales la energía inicial es máxima y va disminuyendo progresivamente. La energía del movimiento se disipa con el rompimiento, remoldeo o desaceleración por fricción del movimiento inicial. En el caso de un material perfectamente elastoplástico o dúctil, la energía potencial se disipa por fricción. La energía tiene tres componentes principales:

a. Energía Potencial

La cual se determina por las características geométricas y de localización del talud en el momento de la falla. Es importante determinar el valor de la energía potencial al final de la falla y su evolución posterior para poder predecir el comportamiento del movimiento. Esta energía potencial se convierte en energía cinética a medida que se produce aceleración del movimiento y esta energía cinética se disipa a otros tipos de energía al disminuirse la velocidad.

b. Energía Friccionante

Depende del comportamiento esfuerzo - deformación del suelo. En la práctica la energía de fricción es difícil de evaluar debido a que se disipa no solamente a lo largo de una superficie de falla definida, sino a lo largo de esfuerzos de desplazamiento en una gran cantidad de superficies dentro de la masa deslizada.

c. Energía de Remoldeo o Desmoronamiento

En suelos residuales no saturados y en rocas la energía de remoldeo disipa buena parte de la energía potencial o cinética; sin embargo, en la literatura existe muy poca documentación sobre el tema. Se conoce que los flujos de roca y detritos alcanzan distancias superiores cuando no se desmoronan y frenan rápidamente en el caso de desmoronamiento. En el caso de arcillas, la energía de remoldeo puede considerarse proporcional a la resistencia al corte no drenado y al índice de plasticidad de la arcilla. Entre menos resistente el material, la energía de remoldeo es menor y por lo tanto la disipación de energía cinética se produce a una rata menor aumentándose la longitud de recorrido del movimiento. En suelos no cohesivos la energía de remoldeo es muy pequeña pero la energía de fricción posee valores mucho más altos.

Longitud de Recorrido del Movimiento

Cuando la energía potencial de la falla se transforma en energía cinética en un porcentaje importante, la distancia de recorrido puede adquirir una dimensión relativamente grande. Se han obtenido relaciones entre el volumen de la masa fallada y la longitud de recorrido para avalanchas en roca y flujos de arcilla pudiéndose realizar las siguientes observaciones:

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

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

Debe tenerse en cuenta que una vez ocurrida la falla, el movimiento posterior es de tal característica que no se aplican los principios de la mecánica de suelos o rocas y el comportamiento se describe mejor en términos de conceptos de mecánicas de fluidos integrados en un modelo viscoplástico, como el desarrollado para flujos rápidos y avalanchas por Hungr (1995).

El elemento energía debe también tenerse en cuenta. La energía producida por un evento sísmico puede generar energías cinéticas superiores a las de un evento estático.

1.10 EVOLUCION O PROCESO DE FALLA

La ocurrencia de una falla obedece a un proceso, el cual comprende una gran cantidad de factores que incluyen:

1. Condiciones originales del talud (Susceptibilidad a los deslizamientos)

La topografía, geología y características de los materiales y perfiles, condiciones ambientales generales, cobertura vegetal, etc. Estas condiciones determinan una susceptibilidad al deterioro, a la acción de los factores detonantes y al fallamiento.

2. Factores de deterioro (Modificación lenta de las condiciones originales)

El resultado es una disminución en la resistencia al cortante del material.

1. Falla progresiva por expansión o fisuración, deformación al cortante, inclinación, desmoronamiento, etc.
2. Descomposición por desecación, reducción de la cohesión, lavado y remoción de los cementantes, disolución, etc.
3. Erosión interna o sifonamiento.

Los factores de deterioro pueden producir movimientos en el talud, los cuales en ocasiones pueden ser detectados por medio de métodos geoacústicos o por inclinómetros (Figura 1.25).

3. Factores detonantes (Activación del movimiento)

El resultado es un aumento en los esfuerzos de cortante. Estos esfuerzos aumentan a lo largo de la superficie de falla hasta que ocurre el movimiento.

En el fenómeno de detonación actúan una serie compleja de procesos los cuales en ocasiones, se traslapan con los factores de deterioro:

a. Procesos Geomorfológicos y físicos

- La tectónica y Neotectónica producen esfuerzos e inducen deformaciones, las cuales son muy difíciles de evaluar o medir.
- La erosión genera cambios topográficos que inducen esfuerzos en el talud.
- La sedimentación.
- La lluvia, la cual produce modificaciones en la humedad y presión de poros afectando la resistencia del suelo.
- Las inundaciones, al producir saturación repentina, presiones de poro y erosión.
- Los sismos, los cuales pueden producir fracturación, remoldeo, aumento de presión de poros y consiguiente, disminución en la resistencia del suelo, licuación y generación de fuerzas de tipo dinámico sobre las masas de talud.
- Las erupciones volcánicas, las cuales además del efecto vibratorio, generan cambios en temperatura y la disposición de materiales sobre el talud.
- La expansión de los suelos, etc.

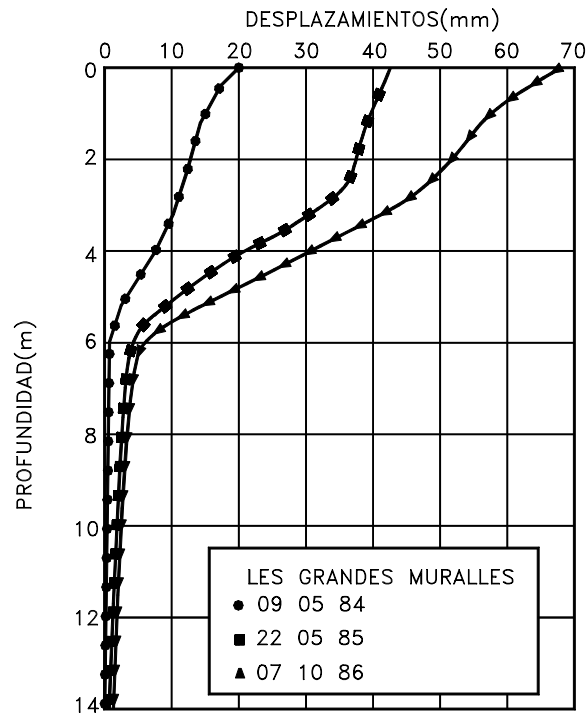


Figura 1.25 Deformaciones de pre-falla en el deslizamiento de “Les grandes muralles” en Francia (Leroueil y otros 1996).

b. Procesos antrópicos

- Las excavaciones o cortes que modifican la topografía original del terreno.
- Las excavaciones subterráneas (túneles), las cuales afectan la estructura y condiciones de esfuerzos del suelo encima de ellos.
- 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 presión de poros.

- Las fugas de agua de las redes de servicios.
- El mantenimiento inadecuado de 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 deterioro de la estructura de los materiales.

La disminución repentina del nivel de agua como en el caso del desembalse de una presa.

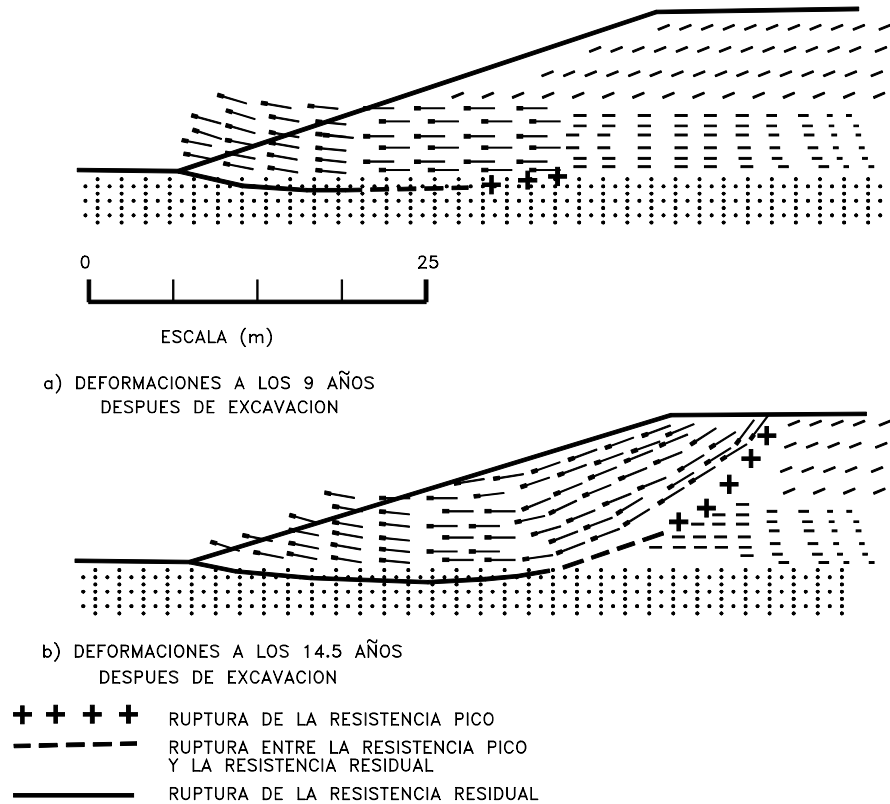


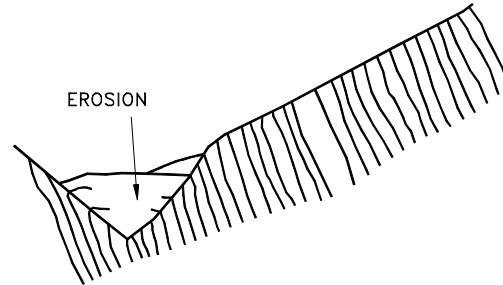
Figura 1.26 Falla progresiva o deformaciones con el tiempo, de un talud en arcilla al realizar un corte, analizada por elementos finitos (Leroueil y otros 1996).

4. Fallamiento

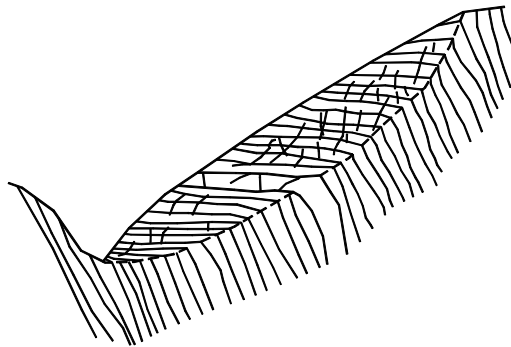
El proceso de fallamiento después de que interviene el factor detonante es un fenómeno generalmente físico, en el cual las condiciones de esfuerzo y deformación juegan un papel preponderante.

Las fallas en la mayoría de los casos no ocurren en forma repentina sino que toman un tiempo, el cual puede durar de minutos a años. (Figura 1.26).

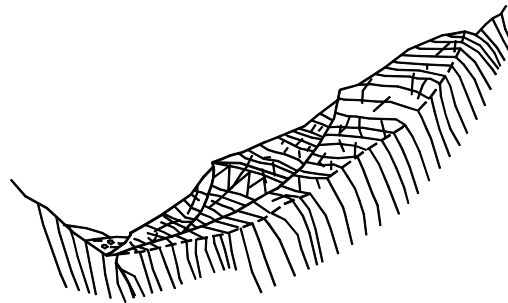
Las deformaciones que se producen por la actuación de los esfuerzos generan a su vez disminuciones en la resistencia. Al inicio del movimiento, es muy posible que estas deformaciones progresivas afecten volúmenes de talud, pero a medida que avanza el proceso de fallamiento las deformaciones principales se concentran en una superficie o banda de falla a lo largo de la cual se produce la rotura o falla del material.



a) EROSION Y DETERIORO SUPERFICIAL



b) REPTACION+INCLINACION+DETERIORO INTERNO



c) DESLIZAMIENTO

Figura 1.27 Evolución de un deslizamiento en roca fracturada al profundizarse un cauce por erosión permanente.

Es esencial para el análisis de un deslizamiento o para la determinación de niveles de amenaza y riesgo, que se tenga claridad sobre los procesos de evolución que generan un deslizamiento (Figura 1.27), la susceptibilidad, los procesos de deterioro y factores detonantes así como el proceso de fallamiento propiamente dicho.

Cada una de estas etapas involucra fenómenos mecánicos, leyes y parámetros que pueden ser muy diferentes y deben analizarse como un todo y también en forma separada.

En los siguientes capítulos del presente libro se presenta información para evaluar los diversos factores que intervienen en los procesos.

REFERENCIAS

- Brabb E.E. , Hrod B.L. (1989). "Landslides: Extent and economic significance": Proc., 28th International Geological Congress: Symposium on landslides, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 385 p.
- Collins, B., Znidarcic, D. (1997). "Triggering Mechanisms of Rainfall Induced Debris Flows". II Simposio Panamericano de Deslizamientos, Río de Janeiro .pp. 277-286.
- Hungr, O. (1995). "A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows, and avalanches". Canadian Geot. J., pp. 610-623.
- Hutchinson J. N. (1968). "Mass Movement". Encyclopedia of Geomorphology. Reinhold New York, pp. 688-695.
- Hutchinson J.N. (1988). "Morphology and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology". Fifth International Symposium on landslides, Lausanne, pp. 3-35.
- IAEG Commission on Landslides (1990). "Suggested nomenclature for landslides". Bulletin of the International Association of Engineering Geology, No. 41, pp.13-16.
- Leroueil S., Locat J. , Vaunat J., Picarelli L., Lee H, Faure R. (1996) "Geotechnical characterization of slope movements". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides, Trondheim, pp 53-74.
- Nicholson D.T., Hencher S. (1997) "Assesing potential for deterioration of engineered rockslopes". The Proceedings International Symposium on Engineering Geology and the Environment. Athens, pp 911-917.
- Popescu, M.E. (1996) "From landslide causes to landslide remediation" Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides, Trondheim, pp.75-93.
- Skempton A.W. Hutchinson J.N. (1969). "Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations". Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Mexico City. State of the art. Volume 2, pp. 291-340.
- Transportation Research Board (1996). "Landslides investigation and mitigation", Special report 247. Washington, 675 p.
- Varnes D.J. (1958). "Landslides types and processes". Special report 29: Landslides and engineering practice (E.B. Eckel, ed.) HRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 20-47.
- Varnes D.J. (1978). "Slope movement types and processes". Special report 176: Landslides: Analysis and control (R.L. Schuster and R.J. Krizek, eds.), TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp.11-33.
- Wyllie D.C. , Norrish N.I. (1996). "Stabilization of rock slopes". Landslides investigation and mitigation. Special report 247. Transportation Research Board. National research council, pp. 474-504.

2 Procedimientos de investigación

2.1 INTRODUCCION

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

Parámetros geométricos

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

La topografía puede controlar la rata de meteorización y la rata de infiltración y movimiento de agua a través del material del talud, afectando la cantidad de agua disponible, lo cual determina la ocurrencia y características de los niveles freáticos.

El nivel de esfuerzos es también determinado por el volumen y ubicación de los bloques o masas de materiales, factores que dependen de las características topográficas.

Entre los parámetros topográficos a estudiar se pueden extraer los siguientes:

1. Pendiente

Los perfiles más profundos de meteorización se encuentran en los taludes suaves más que en los empinados. Para cada formación, en un estado determinado de meteorización existe un ángulo de pendiente a partir del cual un talud es inestable. Mientras algunos suelos residuales de origen ígneo permiten ángulos del talud superiores a 45°, en Lutitas meteorizadas saturadas éste no debe exceder los 20° y hasta valores de la mitad del ángulo de fricción.

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

2. Curvatura

Se define como concavidad o convexidad ya sea tanto en sentido longitudinal como transversal y afecta el equilibrio de la masa en sí, así como la capacidad de infiltración y de erosión por su efecto en la velocidad del agua de escorrentía.

3. Largo - ancho

Entre más largo sea un talud, mayor recorrido tendrán las aguas de escorrentía sobre éste y por lo tanto el talud estará más expuesto a la erosión superficial.

4. Areas de infiltración arriba del talud

Es importante identificar áreas de concentración de agua arriba del talud, que coinciden con depresiones topográficas o zonas de regadío intenso. Entre más grande sea la zona que aporte agua al talud, será mayor la cantidad de agua que está afectando la estabilidad del talud.

Parámetros Geológicos

La Geología generalmente, define las características o propiedades del suelo o roca. La formación geológica determina la presencia de materiales duros o de baja resistencia y las discontinuidades pueden facilitar la ocurrencia de movimientos a lo largo de ciertos planos de debilidad.

Los elementos geológicos principales a estudiar son los siguientes:

1. Formación Geológica

Los materiales de origen igneo-metamórfico poseen un comportamiento diferente a los suelos de origen sedimentario, aluviones, coluviones, etc.

2. Estructura y discontinuidades

En los suelos residuales y rocas la estratificación y las discontinuidades actúan como planos de debilidad o como conductores de corrientes de agua subterránea y las características de estas pueden facilitar los movimientos.

3. Meteorización

La descomposición física o química produce alteraciones en la roca o suelo, las cuales modifican substancialmente los parámetros de resistencia y permeabilidad, facilitando la ocurrencia de deslizamientos.

Parámetros Hidrológicos e Hidrogeológicos

Los cambios en el régimen de aguas subterráneas actúan como detonadores de movimientos en las laderas o taludes y estos se encuentran generalmente, relacionados con las lluvias y la hidrología superficial.

En un estudio de deslizamientos se deben tener en cuenta los parámetros relacionados con la hidrogeología y en especial los siguientes factores:

1. Características de las lluvias

La ocurrencia de períodos lluviosos intensos produce ascensos en los niveles piezométricos y la saturación disminuye las tensiones capilares.

2. Régimen de aguas subterráneas

Los niveles de agua freáticas pueden fluctuar de manera considerable con el tiempo y modificar la resistencia de los materiales y el estado de esfuerzos.

Es importante determinar las áreas de recarga y descarga, partiendo de la base del conocimiento del clima regional y análisis del terreno, incluyendo el tipo y distribución de la roca, fallas, fracturas, manantiales y humedales.

Tabla 2.1 Parámetros que se requiere determinar en el estudio de un deslizamiento

Tema	Parámetro	Características
Topografía	Localización con coordenadas	Planta de localización de ríos, cañadas, depresiones, humedades, vegetación, vías, escarpes, áreas de deslizamiento, etc.
	Líneas de nivel	Levantamiento con líneas de nivel que permitan determinar las áreas deslizadas o en proceso de movimiento. Identificar los escarpes, levantamientos y otras anomalías.
	Cambios topográficos	Localizarlos y correlacionarlos con la geología, aguas lluvias o subterráneas, posibles deslizamientos anteriores, procesos antrópicos, etc.. Localizar focos de erosión, evidencia de movimientos, hundimientos o levantamientos del terreno. Ratas de cambio de la topografía con el tiempo.
	Perfiles	Curvatura, convexidad. Correlacionarlos con la geología y con el plano de líneas de nivel. Calcular pendientes y alturas. Localizar los perfiles en el plano en planta.
	Drenaje superficial	Si es continuo. Si es intermitente. Parámetros del sistema.
Geología	Formación Geológica	Litología y características de cada formación. Secuencia de las formaciones. Profundidad a la cual aparece roca sana. Presencia de coluviones. Caracterización del suelo residual. Presencia de minerales susceptibles a alteración.
	Estructura en tres dimensiones	Estratificación. Espesor y características de cada manto. Plegamiento. Rumbo y buzamiento de los planos o foliaciones. Cambios de Rumbo o Buzamiento. Relación entre Rumbos y Buzamientos con la pendiente del talud. Fallas, brechas y zonas de corte.
	Discontinuidades	Rumbo. Buzamiento. Separación entre discontinuidades. Aspereza. Abertura. Material de relleno. Continuidad. Fricción y Cohesión.
	Meteorización	Profundidad. Características (químicas y mecánicas). Elaboración de perfiles de meteorización.
	Fracturación	Tamaño de los bloques. Forma de los bloques. Posibilidades de deslizamiento o volteo.
Agua superficial	Precipitación	Precipitaciones máximas mínimas y promedio, anuales mensuales y diarias. Lluvia máxima en una hora. Forma (lluvia granizo o nieve). Horario y duración de las lluvias.
	Cuenca tributaria	Area. Pendiente. Cobertura vegetal.
	Escorrentía	Tiempo de concentración y calculo del caudal máximo para diseño
	Infiltración	Infiltración en % relacionada con la precipitación.
Agua subterránea	Altura del nivel de agua	Niveles normales, aislados y suspendidos. Planos de líneas de nivel freático y líneas de flujo
	Fluctuaciones	Fluctuaciones del nivel de agua con el tiempo y su relación con las lluvias. Variación de los niveles en el momento exacto de una lluvia. Fluctuaciones a lo largo del año. Fluctuaciones de año en año
	Caracterización.	Altura capilar. Presión de poros y presiones artesianas. Velocidad y dirección del movimiento del agua. Indicaciones superficiales de afloramientos de agua, zonas húmedas y diferencias en la vegetación. Química de las aguas subterráneas. Sales disueltas, contaminación, presencia de aceites. Efecto de las actividades humanas sobre el nivel freático. Posibilidad de fugas de ductos de servicios públicos. Características del drenaje interno.
Mov. de falla	Tipo de falla	Caído, flujo, deslizamiento de rotación o traslación, etc. y caracterización.
	Caracterización	Profundidad y forma de la superficie de falla. Dirección del movimiento Rata de movimiento. Area y volumen.
Factores Externos	Sísmica	Aceleración de diseño – Intensidad y Magnitud, Profundidad de epicentros. Distancia de los epicentros. Relaciones con fallas geológicas cercanas, cambios sísmicos con el tiempo, presencia de suelos susceptibles a sufrir cambios por vibraciones. Presencia de volcanes.
	Vegetación	Especies presentes, Cobertura, características del follaje y las raíces. Comportamiento de evapotranspiración.
	Clima general	Clima. Lluvias. Vientos. Temperatura (media y extremos horaria y diaria) – Cambios barométricos.
	Intervención antrópica	Modificaciones causada por el hombre, áreas de deforestación, localización de piscinas, tuberías de acueducto y alcantarillado, irrigación, minería, cortes y rellenos etc. Utilización del agua Subterránea y restricciones. Empozamientos y adición de agua. Cambios en la dirección del agua superficial. Cambios en la cobertura del suelo que afectan la infiltración. Deforestación. Movimiento de vehículos, detonación de explosivos, Maquinaria Vibratoria. Cortes, rellenos, pavimentos etc.
Mecánica de suelos	Propiedades mecánicas	Erosionabilidad. Granulometría-Plasticidad – Clasificación. Resistencia al corte (ángulo de fricción y Cohesión). Permeabilidad. Sensitividad. Expansibilidad.

Parámetros Geotécnicos

Resistencia al Cortante

La resistencia al corte representa la modelación física del fenómeno de deslizamiento. Los parámetros de ángulo de fricción y cohesión determinan el factor de seguridad al deslizamiento de una determinada superficie dentro del terreno.

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

Permeabilidad

La permeabilidad mide la resistencia interna de los materiales al flujo del agua y puede definir el régimen de agua subterránea, concentración de corrientes, etc.

Los valores del coeficiente de permeabilidad varían de 100 cm/seg., en roca fracturada o suelos compuestos por arenas y gravas, hasta 10⁻¹⁰ cm/seg., en arcillas impermeables o en pizarras y granitos sanos.

Sensitividad

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

Expansividad

Los suelos arcillosos al contacto con el agua expanden su volumen produciéndose movimientos de extensión dentro de la masa del suelo. En suelos sensitivos se puede producir pérdida de resistencia al corte por acción del remoldeo generado por el proceso expansivo, factor que se ha detectado en suelos de origen volcánico en el suroccidente de Colombia.

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

Erosionabilidad

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

Parámetros ambientales y antrópicos

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

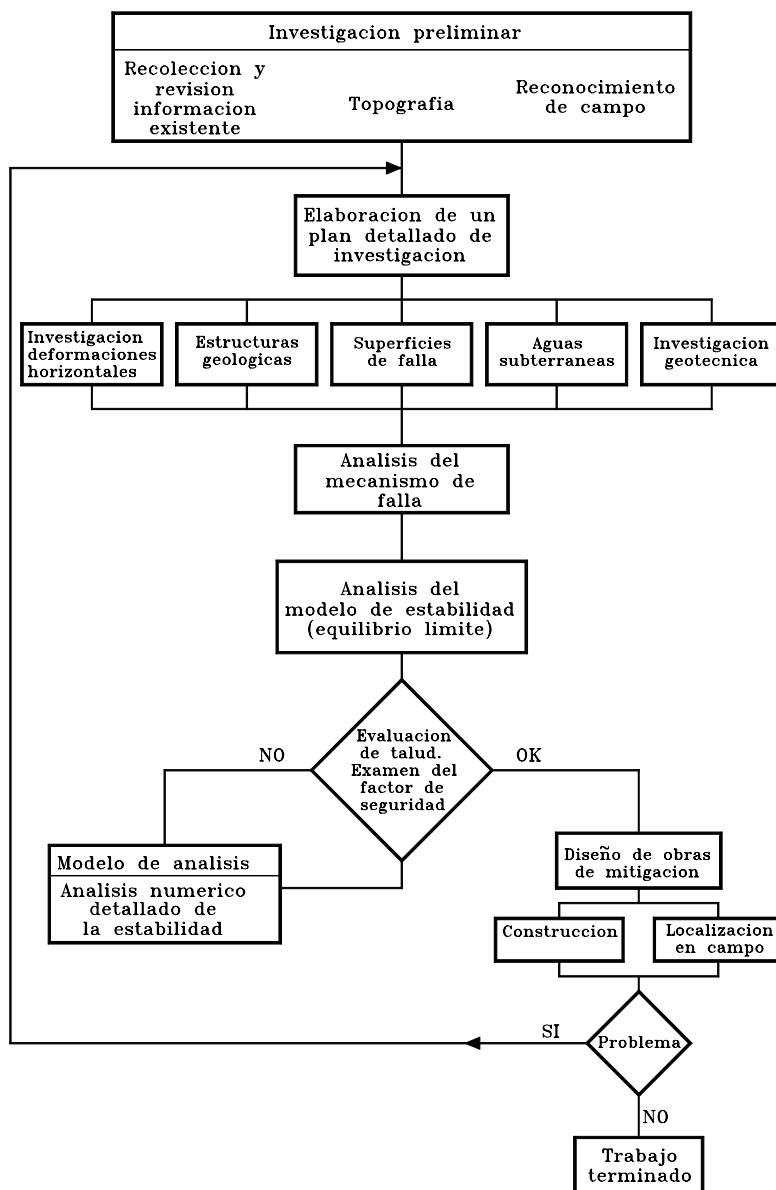


Figura 2.1 Diagrama de flujo para la investigación y análisis de deslizamientos (Japan Landslide Society, 1996).

2.2 ORGANIZACION DEL ESTUDIO

Para encontrar las causas y mecanismos de falla y poder cuantificar los parámetros que determinan la estabilidad de un talud, diagnosticar y diseñar las obras de estabilización se recomienda realizar un estudio que incluye las siguientes etapas:

1. Reconocimiento e identificación del sitio.
2. Análisis de la información existente.
3. Estudio de las características superficiales del sitio que permitan la caracterización topográfica y geotécnica.
4. Investigación de campo que incluye sondeos, toma de muestras, y ensayos in situ para cuantificar los parámetros del suelo.
5. Investigación de Laboratorio.
6. Análisis de la información obtenida, modelación matemática y diseño.

La sociedad de deslizamientos del Japón (1996) propuso un diagrama de flujo el cual se presenta en la Figura 2.1.

Para realizar eficientemente estos trabajos se requiere el concurso de un grupo interdisciplinario integrado por Ingenieros, Geólogos, Hidrólogos, Forestales, Topógrafos, Laboratoristas o Geotecnólogos y otros especialistas; quienes deben conformar un equipo de trabajo, en el cual es muy importante efectuar los análisis con una mente muy amplia, sin caer en dogmatismos o en conclusiones simplistas.

El trabajo de campo es el más costoso y el que mejor información puede proveer para un análisis detallado conjuntamente con el del laboratorio. En contraste, el análisis de la información y modelación es más económico. El anterior problema ha conducido con mucha frecuencia a que se realizan evaluaciones numéricas muy precisas, utilizando información de muy baja calidad o inexistente (Janbú, 1996). En el caso de problemas de taludes, el planteamiento de una teoría sin comprobación puede conducir a errores de análisis que conducen necesariamente, a la escogencia de soluciones equivocadas y en ocasiones a provocar deslizamientos mayores que el que se pretende estabilizar.

El análisis y la evaluación del deslizamiento generalmente, requieren de experiencia del profesional encargado, sin embargo, la experiencia puede ser mala consejera porque lo que ocurrió en un sitio no es necesariamente lo que está ocurriendo en un sitio distinto, así, los factores exteriores lo indiquen. En estabilidad de taludes son muchos los errores que se han cometido por falta de profundización en los estudios y por creer que la primera teoría planteada es la verdadera.

En el presente capítulo se procura presentar una serie de informaciones sobre las diversas herramientas con que cuenta el Geotecnista o Ingeniero para estudiar un talud o un deslizamiento.

Causas comunes de fracasos en la investigación

Después de obtenida la información se debe proceder a su análisis para la toma de decisiones, y es esta la etapa más importante del programa de investigación y en ocasiones se toman decisiones equivocadas por la falta de un análisis racional y completo de la información.

Osterberg(1979) sugiere que hay cinco razones generales para los fracasos en las investigaciones de procesos de deslizamiento:

- a. El conocimiento general de los procesos geológicos no se utilizó en la planificación del programa de exploración y en la evaluación de la información recolectada.
- b. El investigador tenía una noción preconcebida de lo que debería ser la evaluación del sitio y no permitió considerar evidencias que contradecían la idea preconcebida.

- c. No se utilizaron todas las herramientas disponibles para la investigación del sitio, aún en el caso de que eran simples y obvias.
- d. El investigador no discutió apropiadamente los objetivos del programa de investigación con todas las personas involucradas.
- e. No se establecieron líneas abiertas y libres de comunicación.

2.3 PROCEDIMIENTO DE ANALISIS DE LA INFORMACION EXISTENTE

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

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

1. Fotografías aéreas e información de sensores remotos

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

Además de la información topográfica y geomorfológica, se pueden inferir la geología (tipo de roca, discontinuidades estructurales, localización de coluviones) y detalles de la historia del sitio tales como rellenos, cortes o deslizamientos antiguos. Otra utilización de las fotografías aéreas es la clasificación del terreno en áreas homogéneas; basados en la pendiente, material geológico, erosión e inestabilidad.

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. Se estiman precisiones de más del 95% en la identificación de deslizamientos en los mapas a escala 1: 5.000 o mejor. La escala es muy importante y la mayoría de las fotografías antiguas se encuentran en escalas que no permiten la identificación precisa de deslizamientos; Sin embargo, el análisis de fotografías tomadas 5, 10 o 50 años antes, puede ofrecer información muy importante para el diagnóstico de los problemas actuales al compararlas con fotografías más recientes.

Tabla 2.2 Escala de fotografías aéreas para diferentes niveles de estudio

Escala	Utilización
1:40.000 1:25.000	a Utilizadas para conocer la geología general regional del terreno y cambios topográficos globales.
1:25.000 1:10.000	a Permiten entender los cambios topográficos, la localización de deslizamientos y los efectos locales.
Mejor a 1:10.000	Se puede determinar la topografía de los deslizamientos y las características de los movimientos

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

1. 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 varios tipos de forma del terreno y se obtienen algunas claves tales como la naturaleza y estabilidad de los materiales que conforman una determinada topografía. La claridad de la información depende de la hora de toma de las fotografías y en ocasiones se obtienen fotografías que hacen muy visibles los escarpes y discontinuidades topográficas.

2. 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. Por ejemplo, si los sistemas de drenaje presentan canales muy cercanos el uno al otro, indican que el suelo es relativamente impermeable y si están muy separados, que el suelo es permeable. 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.

3. 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.

En las fotografías aéreas se pueden identificar zonas de concentración de infiltración o afloramiento de agua por su coloración más oscura, debida a la vegetación verde y espesa y a la capacidad reflectiva del suelo húmedo.

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.

Sensores Remotos

Los sensores remotos permiten recoger información por medio de equipos que no están en contacto directo con el objeto de la investigación.

Los aparatos varían desde cámaras, radares, radiómetros, los cuales trabajan dentro del espectro electromagnético que va desde las ondas largas de radio, hasta las cortas de los rayos gama y las ondas de radiación cósmica.

2. Estudio de los mapas geológicos y topográficos

1. Planos topográficos

La mayoría de los planos topográficos existentes presentan información de las condiciones generales del terreno, pero su escala no es suficiente para el nivel de detalle requerido en los estudios de deslizamientos y lo más probable es que los mapas fueron elaborados antes de la ocurrencia de los deslizamientos, objeto del estudio. Generalmente, se requiere realizar planos topográficos diseñados específicamente para el proyecto. 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 vías, líneas de transmisión eléctricas, de canales o cuerpos de agua pueden coincidir con deslizamientos activos. En el plano topográfico se pueden identificar, además, los sitios de deslizamiento, canales de flujo o zonas de acumulación (Figura 2.2).

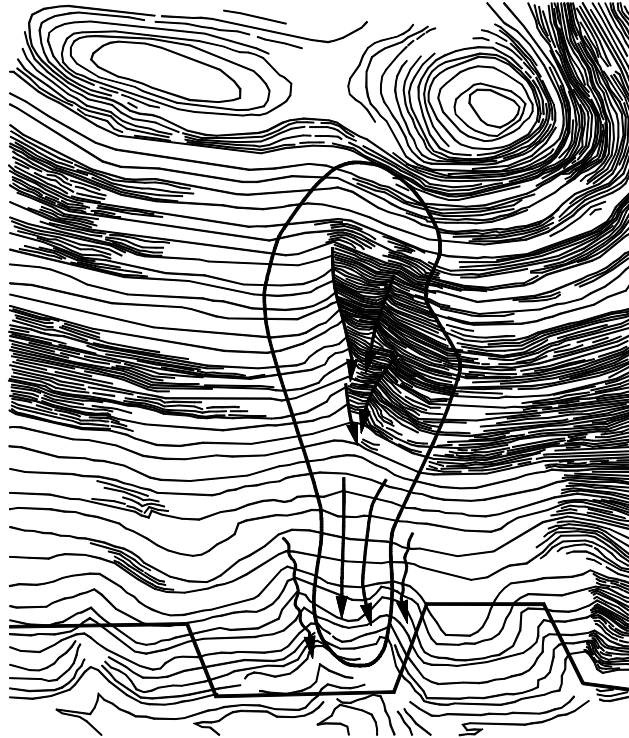


Figura 2.2 Identificación en el plano topográfico de la fuente de un flujo de detritos, canal de flujo y la zona de acumulación (Rogers, 1989).

2. 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.

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

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

3. Mapas agrícolas

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

En algunos planos aparece la profundidad hasta la roca, distribución, granulométrica y ensayos especiales. Comúnmente existen Entidades gubernamentales encargadas de editar y vender este tipo de mapas y estudios de suelos para uso agrícola.

3. 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.

2.4 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. Algunos deslizamientos pueden originarse en un sitio y trasladarse distancias importantes, ladera abajo y se requiere analizar no solamente las áreas donde se producen, sino también las áreas que pueden ser afectadas, abajo del deslizamiento propiamente dicho.

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

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

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

Es importante investigar la propiedad de la tierra y la necesidad de permisos para los estudios detallados.

Después de la visita se requiere re-estudiar la información geológica, topográfica, etc. y se puede organizar un programa de ensayos y estudios en detalle.

Reconocimientos aéreos

Los sobrevuelos en helicóptero o en aviones pequeños permiten una perspectiva global desde el aire que es muy valiosa para entender las relaciones entre los deslizamientos y los materiales de roca y suelo, geomorfología, vegetación, aguas superficiales, procesos de erosión, etc.. Algunos detalles como las fallas geológicas son fácilmente detectables desde el aire. Los reconocimientos aéreos permiten, además, identificar los accesos a los sitios, la localización de carreteras, caminos, canales, ductos, etc.

2.5 ESTUDIO TOPOGRAFICO

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

Los levantamientos topográficos tienen los siguientes objetivos:

- a. Establecer controles en tierra para el mapeo fotogramétrico y la instrumentación.
- b. Obtener detalles topográficos, especialmente, de aquellos factores ocultos por la vegetación.
- c. Determinar los perfiles topográficos para los análisis de estabilidad.
- d. Establecer un marco de referencia sobre el cual puedan compararse los movimientos futuros del terreno.

El primer requerimiento de un levantamiento topográfico es el establecimiento de un sistema de BMs, los cuales deben permanecer estables y sin moverse en el futuro. Estos BMs deben localizarse lo más lejanos posibles de la masa deslizada y al mismo tiempo en sitios de fácil referencia (Figura 2.3). Estos deben relacionarse con coordenadas oficiales. Los GPS pueden utilizarse para localizar los BMs, especialmente en áreas

remotas. Por lo menos dos puntos de elevación deben establecerse a cada lado del movimiento. Keaton y DeGraff (1996) recomiendan que la distancia de los BMs al punto más cercano al movimiento debe ser del 25% del ancho de la zona deslizada. En lo posible deben buscarse afloramientos de roca.

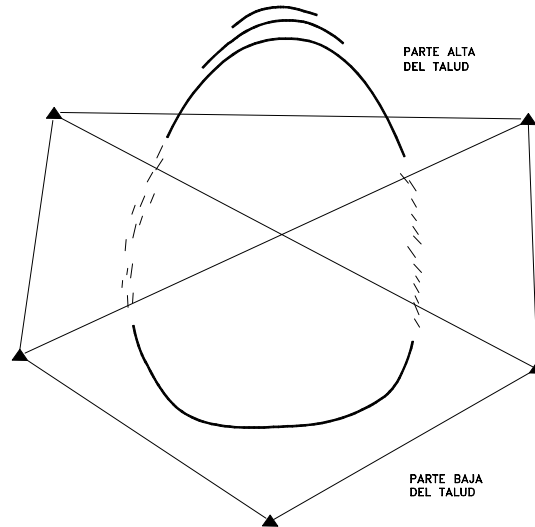


Figura 2.3 Red de triangulación de BMs en un deslizamiento(Sowers y Royster 1978).

Los BMs deben unirse mediante triangulación de precisión. Con suficientes BMs cualquier movimiento puede controlarse en forma detallada. Es una costumbre frecuente colocar BMs temporales o intermedios en zonas más cercanas al movimiento. Los mapas topográficos deben incluir la localización y representación lo más precisa posible de agrietamientos, levantamientos del terreno y afloramientos de agua. Los agrietamientos especialmente, en los bordes de las líneas agrietadas, en ocasiones se ocultan dentro del pasto, hojas y raíces y estas deben ser descubiertas para su levantamiento topográfico. Adicionalmente, a los nacimientos de agua deben determinarse las zonas de infiltración localizada.

El movimiento continuo de un deslizamiento puede ser medido por un sistema de grilla o transversas a través del área deslizada, generalmente, se utiliza una serie de líneas más o menos perpendiculares a los ejes del movimiento, espaciadas 15 ó 30 metros (Figura 2.4). Los puntos de chequeo, consisten en monumentos de concreto con banderas para su fácil localización. La elevación y coordenadas de cada punto deben localizarse por levantamientos periódicos. Cuando los agrietamientos no son aparentes a simple vista, la detección de pequeños movimientos requiere de mucha experiencia en el manejo de la topografía.

Se pueden utilizar todas las técnicas existentes para levantamientos, de acuerdo a la necesidad y la disponibilidad de los equipos.

Es necesario identificar los cambios que ha sufrido la topografía con el tiempo. Es importante comparar la topografía y las fotografías aéreas del sitio y de las áreas vecinas tomadas antes y después de los deslizamientos.

Presentación de datos Topográficos

Para deslizamientos grandes se pueden emplear planos en escala 1: 2.000 a 1: 5.000 y los detalles se pueden presentar en escalas de 1: 500 a 1: 1.000, y para deslizamientos o zonas de estudio más pequeñas se pueden emplear escalas de mayor precisión. Se sugiere que las líneas de nivel se hagan cada 50 centímetros si es posible, dentro del rango de escala y tamaño del movimiento.

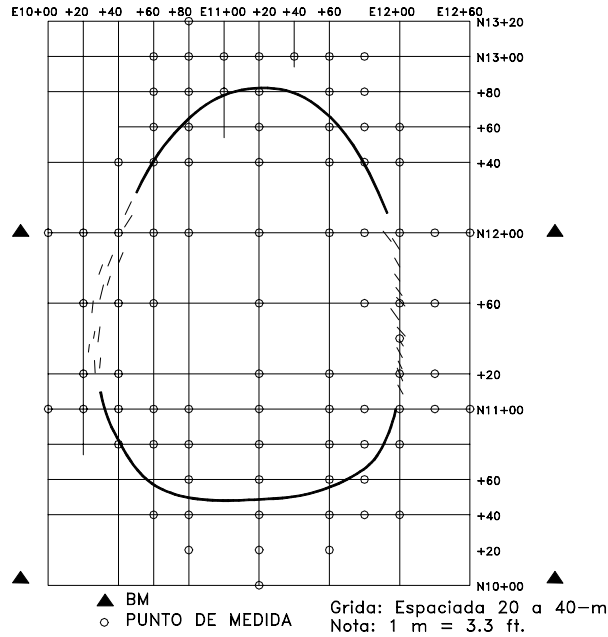


Figura 2.4 Grilla de puntos de medición (Sowers y Royster 1978).

Adicionalmente, a los mapas en planta deben presentarse perfiles. El más importante de estos perfiles es generalmente, el que sigue la línea de mayor pendiente dentro del movimiento. Debe hacerse siempre un mínimo de tres perfiles y es importante seleccionar los perfiles para que incluyan las peores condiciones y las menos críticas. Los perfiles deben abarcar 15 ó 30 metros más por fuera de los movimientos. Cada perfil debe dibujarse por separado y debe incluir todos los detalles, tales como cambios bruscos de nivel, vegetación, nacimientos de agua, etc.

Se pueden hacer planos de trayectorias de movimiento o de cambio de líneas de nivel, tal como se indican en la figura 2.5. Como la topografía en zonas de deslizamiento cambia con el tiempo, debe indicarse la fecha de elaboración del trabajo de campo con indicación de día, mes y año.

2.6 INVESTIGACION GEOTECNICA DETALLADA

El área a investigar depende del tamaño del proyecto y de la extensión de los factores geológicos y topográficos que afectan el problema a estudiar.

Cuando se buscan movimientos potenciales que no se han desarrollado, el área a investigar no se puede determinar por adelantado.

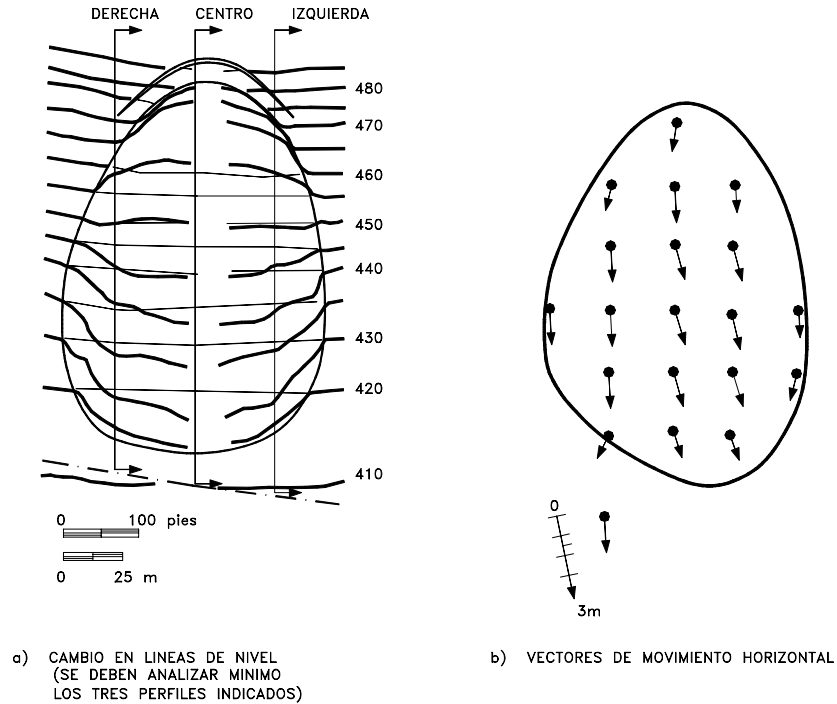


Figura 2.5 Forma de presentación de los movimientos de un deslizamiento.

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

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

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

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

Recomendaciones para el planeamiento del estudio detallado:

1. Topografía

Consistente en planos planimétricos con líneas de nivel y perfiles del talud.

2. Geología

Determinación del tipo de formación, estructura y meteorización.

3. Agua subterránea

Comprende los niveles piezométricos dentro del talud, las variaciones de estos niveles, las indicaciones exteriores del agua, los efectos de la actividad humana en el agua subterránea y la química del agua.

4. Clima

Debe tenerse en cuenta la precipitación, temperatura y cambios barométricos y la intensidad, horario y dirección de los rayos solares sobre el talud.

5. Sismicidad y vibraciones

Incluye la aceleración de diseño y la posibilidad de ocurrencia de estos fenómenos, así como la vibración de máquinas, tránsito de vehículos, etc.

6. Historia de deslizamientos en la zona

Procesos naturales, erosión, evidencia de movimientos en el pasado y la influencia de la actividad humana como son los cortes, rellenos, cambios en el agua, superficie, vegetación, construcción de represas, etc.

7. Caracterización de movimientos

Clasificación, estudio de las propiedades de los materiales, resistencia, permeabilidad, determinación de la superficie de falla y correlación de los movimientos con el agua subterránea, la geología, la actividad humana, etc.

Descripción de suelos y rocas

La buena descripción de los suelos y rocas presentes es uno de los factores más importantes para una buena investigación y esta debe hacerse por un profesional muy calificado y con gran experiencia. Desafortunadamente, existen diferentes esquemas de descripción que varían no solamente en los términos utilizados sino también en la definición de cada uno de ellos.

La descripción de los materiales debe incluir:

- a. Color
- b. Tamaño de granos y otros detalles de la textura,
- c. Grado de descomposición,
- d. Grado de desintegración (Microfracturación),
- e. Resistencia,
- f. Nombre del suelo o roca,
- g. Otras características tales como fragilidad, etc.
- h. Tamaño, angulosidad, porcentaje y distribución de las partículas más duras,
- i. Espaciamiento y naturaleza de las discontinuidades (caracterización de las juntas).
- j. Estructura geológica.

Una variedad de ensayos pueden utilizarse para ayudar a la descripción, tales como el Martillo de Schmidt, penetrómetro manual y la Veleta.

Es de gran importancia en rocas y en suelos residuales, realizar la caracterización de los sistemas de juntas. En esa caracterización se debe incluir el rumbo, dirección y ángulo de buzamiento estimativo de resistencia, espaciamiento de las juntas, tipo y

características de relleno entre las juntas y características de la roca a lado y lado de la junta.

Geología

Mapas geológicos

El propósito de los mapas geológicos es documentar las características de la superficie del terreno para poder proyectar las condiciones del subsuelo. Un mapa geológico es una representación artística de la geología del sitio. Los mapas en el caso de deslizamientos deben mostrar las características del material en la superficie del terreno y determinar claramente si se trata de roca sana o meteorizada, suelo residual coluviones o aluviones. El Geólogo debe presentar la información en tal forma que sea útil para el Ingeniero de diseño. Además, de la litología se deben presentar los detalles de la estructura y las características del drenaje superficial y subterráneo.

Detalles de los deslizamientos

Los detalles de la superficie del terreno son generalmente, la clave para entender las causas y procesos de deslizamientos.

Los bordes del deslizamiento pueden ser una serie de agrietamientos subparalelos y levantamientos que marcan una zona de corte y con el tiempo las grietas y levantamientos pueden generar una sola grieta continua. Se deben utilizar convenciones y símbolos geológicos aceptados por las prácticas nacionales o internacionales (Figura 2.6), para permitir el análisis de los mapas de deslizamientos por otros profesionales.

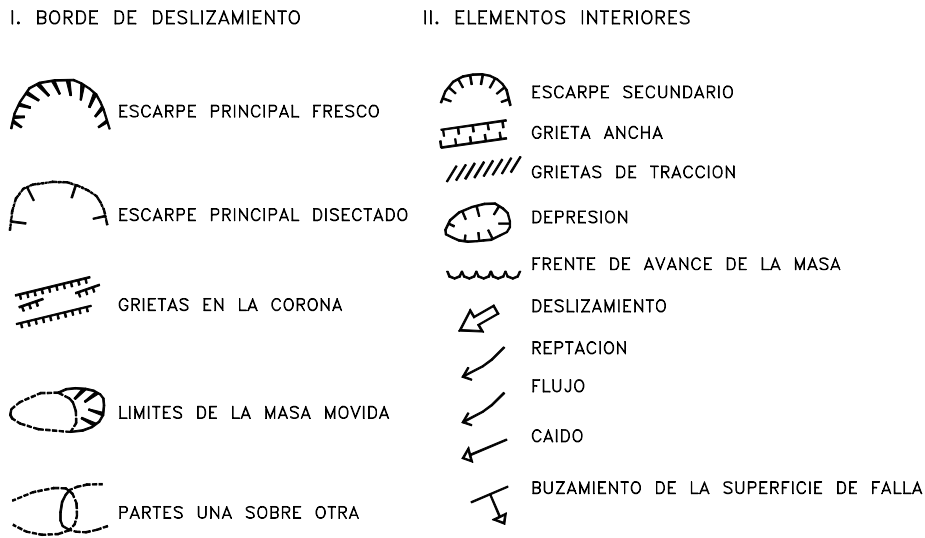


Figura 2.6 Símbolos para mapas de deslizamientos utilizados en El Japón para mapeo a escala 1:25.000 (Brundsen y otros, 1975).

Un deslizamiento puede afectar estructuras existentes, ductos de servicios y otros elementos artificiales, tales como pavimentos y cercas. Los movimientos de estas estructuras, así como su inclinación, pueden dar una idea de la cantidad de desplazamiento y características de los movimientos. Los detalles externos de la

topografía en el área del deslizamiento se van modificando con el tiempo y se pueden identificar deslizamientos antiguos con aproximación de su edad.

La investigación de suelos residuales

El estudio de deslizamientos en suelos residuales es mucho más complejo que en materiales aluviales. La presencia de materiales diversos dificulta el análisis (Cook, 1988) y deben tenerse en cuenta los siguientes elementos:

a. Composición

Los componentes de la masa de suelo deben ser identificados y documentados de una forma sistemática. Esto puede lograrse mediante la construcción de perfiles de suelo o secciones.

b. Estructura

La descripción de la estructura geológica debe incluir todas las fronteras que ocurran y las discontinuidades, así sean heredadas o contemporáneas incluyendo las juntas, planos de estratificación, superficies de falla, foliaciones o flexiones. La naturaleza y ocurrencia de estas fronteras o discontinuidades deben describirse en forma detallada.

c. Comportamiento

El comportamiento de las masas de suelo debe definirse con respecto al efecto de condiciones naturales o impuestas, las cuales pueden incluir estructuras de ingeniería civil, cortes, taludes naturales, erosión, y ensayos de campo.

Los ensayos de campo deben ser robustos, en tal forma que permitan su realización en materiales de características muy heterogéneas. Los ensayos recomendados son: ensayo de penetración estandar, veleta de campo y penetración de cono.

La ejecución de trabajos de campo y ensayos debe incluir la ejecución de apiques manuales que permitan describir la fábrica y estructura de los perfiles de suelos y la recuperación de muestras alteradas.

2.7 SONDEOS GEOTECNICOS

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

- a. Definir con anticipación la geología del terreno para poder determinar el tipo y característica de la investigación.
- b. Determinar los sistemas de investigación subsuperficial.
- c. Determinar localización, espaciamiento y profundidades de sondeos.
- d. Determinar frecuencia y tipo de muestras.

Los objetivos generales de los sondeos son:

1. Identificar y caracterizar las formaciones más débiles que pueden afectar el movimiento.
2. Identificar las formaciones más resistentes que pueden limitar la extensión de la zona de falla.
3. Localizar niveles de agua subterránea, presiones y características del agua.
4. Identificar la distribución subsuperficial de materiales.

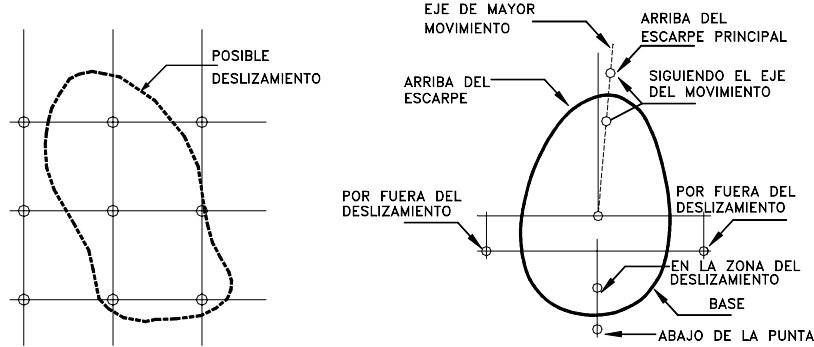
5. Cuantificar las propiedades físicas de los materiales (humedad, gradación, plasticidad, resistencia al corte y otras propiedades) para emplearlos posteriormente en el análisis de estabilidad.

6. Realizar ensayos de campo, tales como penetración, veleta, etc.

7. Desarrollar ensayos geofísicos.

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

El espaciamiento de los sondeos depende del tamaño y características del movimiento. Para una zona donde se sospecha pueda ocurrir un movimiento se sugiere un sistema de cuadrícula de sondeos, y donde ya ocurrió el deslizamiento se requieren sondeos por dentro y por fuera del movimiento (Figura 2.).



LOCALIZACION SUGERIDA DE SONDEOS EN UNA ZONA DONDE SE SOSPECHA PUEDE OCURRIR UN DESLIZAMIENTO

LOCALIZACION SUGERIDA DE SONDEOS EN UNA ZONA DE DESLIZAMIENTO ACTIVO O DORMIDO

Figura 2.7 Localización sugerida general de sondeos para estudios de deslizamientos.

Tabla 2.3 Métodos de sondeo

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

Fotografía 2.1 Los apiques o excavaciones a cielo abierto permiten obtener muy buena información sobre la estructura del suelo y sobre las características del régimen de aguas subterráneas.

54 Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales

El tamaño o diámetro de los sondeos puede representar un papel muy importante en el estudio de un deslizamiento, debido a que éste determina la posibilidad de poder realizar algunos ensayos de laboratorio que requieren muestras de un determinado diámetro.

En los sondeos a rotación los diámetros más comunes son los siguientes:

EX 7/8" -- 22 mm
AX 1 1/8" – 28 mm
BX 1 5/8" – 41 mm
NX 2 1/8" – 54 mm

El avance de la perforación se puede realizar por lavado, por percusión, Auger o rotación. La limpieza o retiro de los materiales puede hacerse en seco o circulando líquidos. En ocasiones se requiere utilizar Bentonita para el lavado o la instalación de tubería de revestimiento.

Durante los sondeos se deben realizar una serie de observaciones útiles para el análisis de los materiales:

- a. La rata de avance de la perforación y el cambio de presión requerida puede ayudar a identificar los cambios de estrato.
- b. Las pérdidas o ganancias de agua permiten definir presiones piezométricas y el flujo a través de las capas investigadas.
- c. La medida del nivel freático al final de un día e inicio del siguiente, permite cuantificar las permeabilidades e identificar tablas de agua estáticas.

Litologías anómalas

Es muy común que la litología presente anomalías, las cuales pueden determinar la estabilidad de una ladera, pero estas anomalías no son detectadas en los sondeos. Hawkins (1996), reporta el caso de las calizas duras, las cuales con frecuencia presentan capas delgadas de roca blanda meteorizada o pequeños horizontes de arcilla. En sondeos a rotación estos materiales blandos generalmente, son lavados en el proceso de recuperación de las muestras y se pierde la información. Es poco probable que el Ingeniero pueda darle importancia a un material que no fue recuperado en el sondeo y que puede equivaler a un 5% del material recuperado.

Lamentablemente, los inspectores u operadores de sondeos no presentan la información de cambios pequeños en la proporción del material suspendido en el líquido de perforación, que permita detectar que apareció un manto blando, delgado. Por la razón anterior, es preferible que las exploraciones incluyan apiques o excavaciones a cielo abierto que permitan detectar las litologías anómalas.

Para deslizamientos poco profundos es relativamente sencillo realizar excavaciones, pero para el análisis de movimientos profundos es difícil de realizar.

En todos los casos es importante que el Ingeniero Geotécnico observe directamente y con cuidado las operaciones de perforación.

Muestreo

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

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

a. Muestras alteradas

Son utilizadas para ensayos de clasificación de los suelos. Estas muestras se pueden obtener empleando muestreador de tubo partido.

b. Muestras inalteradas

Aunque las muestras totalmente inalteradas no es posible obtenerlas, existen métodos para minimizar el grado de alteración. Estas muestras se utilizan para realizar ensayos de Resistencia y Compresibilidad y determinar las propiedades de los suelos.

Las muestras inalteradas se obtienen generalmente, en forma manual en un apique (Figura 2.8), o en un sondeo con tubo de pared delgada y ellos deben cumplir las siguientes condiciones:

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

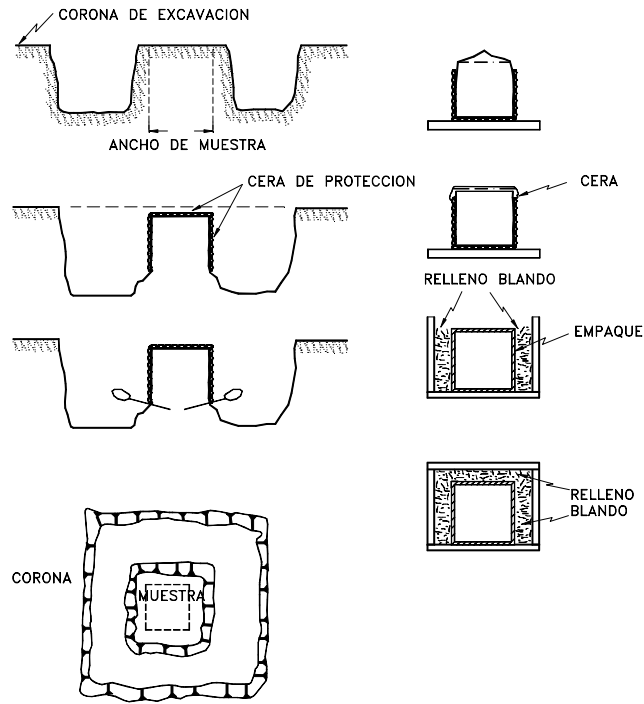


Figura 2.8 Toma de muestras inalteradas en apique.

Aunque algunos Códigos permiten tomar muestras a intervalos de uno a dos metros en un sondeo, para el caso de deslizamientos, se recomienda realizar muestreo continuo.

Para obtener muestras de alta calidad y tamaño se utiliza el muestreo manual en apique. Este muestreo es de gran valor, especialmente cuando se trata de suelos residuales tropicales (Geological Society of London, 1990).

El tamaño de las muestras debe ser de un ancho de al menos seis veces el tamaño máximo de la partícula pero generalmente, no son mayores de 200 milímetros, debido a

que los bloques muy grandes son pesados para transportar sin riesgo de daño. Los suelos muy sensitivos deben colocarse en cajas protectoras inmediatamente después de cortados, agregándoles coberturas de parafina. Las caras expuestas deben sellarse para impedir su secamiento. En ocasiones se utilizan muestreadores de gran tamaño o cortadores hincados a mano.

Las muestras de roca se obtienen utilizando muestreadores de núcleo, el cual consiste en un anillo hueco con dientes cortantes, usualmente de Tungsteno o Diamante, diseñados para fragmentar el área anular, perimetral, a la circunferencia del hueco. El núcleo central cortado puede ser recuperado periódicamente.

Deere (1963) definió un método estandar para describir la calidad de la roca, llamado RQD, el cual calcula la suma de las longitudes de roca, de más de 10 centímetros de longitud, divididos por el total de roca perforada.

La calidad de la recuperación de núcleos depende de la velocidad de operación, la presión, la rata de avance, la presión del líquido de perforación y otros factores, los cuales dependen de la experiencia del personal de perforación. Para muestras especiales inalteradas existen los muestreadores de doble o de triple tubo. Los sondeos también pueden emplearse para la instalación de piezómetros e inclinómetros que permiten la recolección de información muy valiosa.

Tabla 2.4 Clases de calidad de muestreo (Oficina de Control Geotécnico, 1984)

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

La calidad de las muestras es un factor muy importante para que los resultados de los ensayos sean confiables. Sin embargo, en algunos tipos de investigación se pueden obtener muestras de baja calidad para obtener información general de los perfiles de suelo. La oficina de Control Geotécnico de Hong Kong (1984) presentó una tabla que

permite definir la calidad de la muestra, de acuerdo al sistema de muestreo y las propiedades del material que se requieren (tabla 2.4).

Perfiles de sondeo

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

El perfil del sondeo puede ser un gráfico de cada propiedad como función de la profundidad.

2.8 ENSAYOS DE CAMPO

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

Los ensayos más empleados son:

1. Ensayo de penetración estandar

Este ensayo que es rápido y sencillo permite encontrar la resistencia relativa de las diferentes formaciones de suelo y localizar la superficie de falla.

En este ensayo se cuenta el número de golpes necesarios para hincar 30 centímetros (un pie) un muestreador en forma de tubo partido vertical (Figura 2.9) y este valor número de golpes (N) se correlaciona empíricamente con la resistencia del suelo.

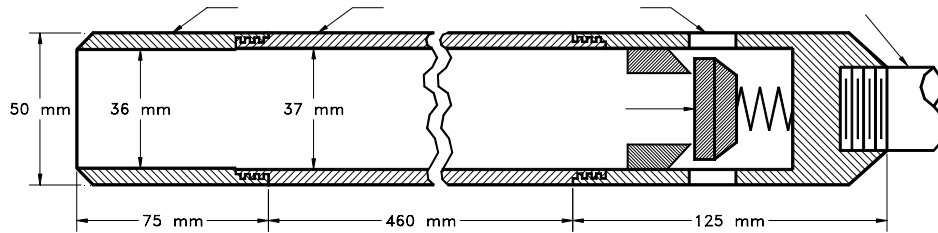


Figura 2.9 Muestreador de tubo partido para ensayos de penetración estándar.

Tabla 2.5. SPT (Penetración estandar) Vs. Densidad relativa de arenas (Terzaghi y Peck, 1967)

N golpes/pie	Densidad de la arena
0 a 4	Muy suelta
5 a 10	Suelta
11 a 24	Media
25 a 50	Densa
Más de 50	Muy densa

Tabla 2.6 . SPT (Penetración estandar) Vs. Consistencia de arcillas (Terzaghi y Peck, 1967)

N golpes/pie	Consistencia de la arcilla
Menos de 2	Muy blanda
2 a 4	Blanda
4 a 8	Media
8 a 15	Firme
15 a 30	Muy firme
Más de 30	Dura

Existen relaciones del valor de N con la mayoría de las propiedades de los suelos, sin embargo, la Oficina de Control Geotécnico en Hong Kong (1981) observa que en rocas meteorizadas el ensayo de penetración estandar, solamente se puede utilizar para dar una indicación “cruda” de la resistencia relativa de los materiales. Inicialmente, el uso del SPT se limitaba a los suelos granulares pero posteriormente se le ha utilizado para determinar la resistencia al cortante no drenado en arcillas normalmente consolidadas. Schmertmann, (1975) sugiere que:

$$S_u = \geq N/15$$

Donde:

S_u = Resistencia no drenada en toneladas por pie cuadrado

2. Cono estático

El penetrómetro de cono estático mide el esfuerzo necesario para el desplazamiento lento de un cono dentro del suelo. Las puntas del cono varían de 30° a 90° y de 36 a 50 milímetros de diámetro (Figura 2.10). El cono provee información sobre la resistencia de los materiales a intervalos muy pequeños. Algunos conos tienen un medidor electrónico que da una información más exacta. La resistencia del cono estático puede ser utilizada para calcular la capacidad de soporte, densidad y resistencia de los suelos para partículas menores que el tamaño del cono.

La aplicación general de los ensayos de penetrómetro de cono (CPT) en problemas de estabilidad de taludes, es el determinar la resistencia al cortante no drenada de suelos cohesivos.

$$S_u = \frac{q_c - R c_n z_n}{N_c}$$

Donde:

S_u = Resistencia al cortante no drenada

q_c = Resistencia del cono por unidad de área proyectada

c_n = Peso total de la capa N

N_c = Factor de capacidad de soporte o factor de cono

z_n = Espesor de la capa N

Para asegurar la confiabilidad del valor calculado S_u es necesario correlacionarlo contra cálculos reales de fallas ocurridas o con ensayos de laboratorio.

El cono estático no es recomendable para suelos residuales, debido a que la presencia de bloques no meteorizados genera datos de resistencia altos no confiables.

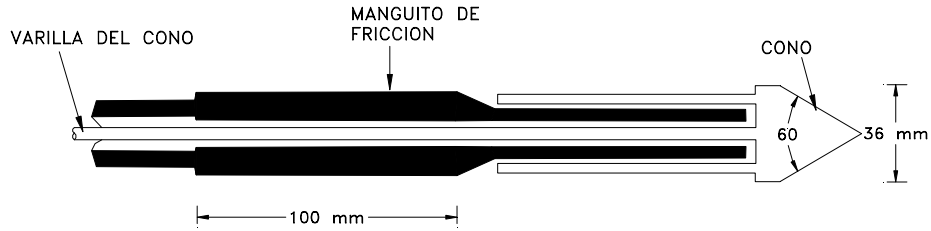


Figura 2.10 Cono alemán estático con manguito de fricción.

3. Penetrómetro de bolsillo

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

4. Presurómetro

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

El presurometro de Menard, que es el más utilizado, permite obtener las características de resistencia y deformación de suelos y rocas (Figura 2. 11).

El ensayo suministra una gráfica de presión contra cambio volumétrico y este puede convertirse en una curva esfuerzo - deformación.

El módulo de deformación también puede ser determinado.

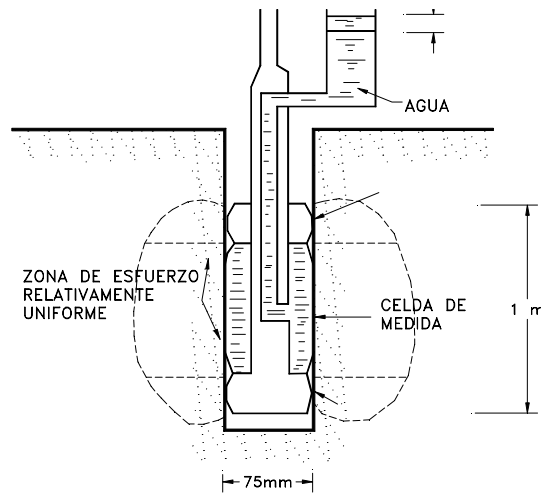


Figura 2.11 Presurometro de Menard.

El dilatómetro plano desarrollado por Marchetti (1980) obtiene la dureza del suelo, utilizando una membrana circular con un diámetro de 60 mm. , que es montado sobre una cuchilla de 95 mm de ancho y 14 mm de grosor. La cuchilla se entierra en el suelo y a la profundidad deseada, la membrana es inflada por medio de gas a presión. Se mide la presión requerida para un determinado movimiento de la membrana.

5. Ensayo de Veleta

En este ensayo se mide directamente la resistencia al corte del suelo al rotar una veleta que se introdujo en el suelo. Se puede obtener la resistencia pico y la resistencia residual que queda después de una falla y es uno de los ensayos más útiles para obtener el valor de la resistencia al corte. Debe tenerse en cuenta que el ensayo no da valores exactos de la resistencia al corte no drenada y es necesario realizar el ensayo en la misma forma cada vez para poderlo correlacionar. Esto significa que debe utilizarse la misma tasa de deformación (aproximadamente 0.1 grado por segundo) y la misma demora en la iniciación del ensayo (preferiblemente más de 5 minutos).

Si el suelo contiene grava o partículas grandes puede dar resultados erráticos. Sowers y Royster (1978) indican que la resistencia al cortante medida en el ensayo de Veleta puede ser un 30% mayor que la medida por otros métodos.

6. Ensayo de Veleta de bolsillo (Torvane)

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

7. Ensayo de Corte en el sondeo

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

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

8. Ensayo de placa

Se excava un apique o zanja y se coloca una plaqueta metálica a la cual se le coloca una carga y se mide la deformación con la carga. Aunque se emplea en taludes, su utilidad es muy limitada.

9. Corte Directo de campo

Se ejecuta dentro de un apique o excavación al nivel del estrato débil y se recomienda se haga sobre el plano de falla real. Todo el suelo es excavado, a excepción del ensayo

que se deja como bloque aislado que puede moverse al ejercer una fuerza de corte. El tamaño del bloque depende del equipo y la resistencia del suelo. Se coloca una fuerza normal perpendicular al plano de rotura y luego se hace fallar al corte para determinar el valor de la resistencia del material (Figura 2.12).

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

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

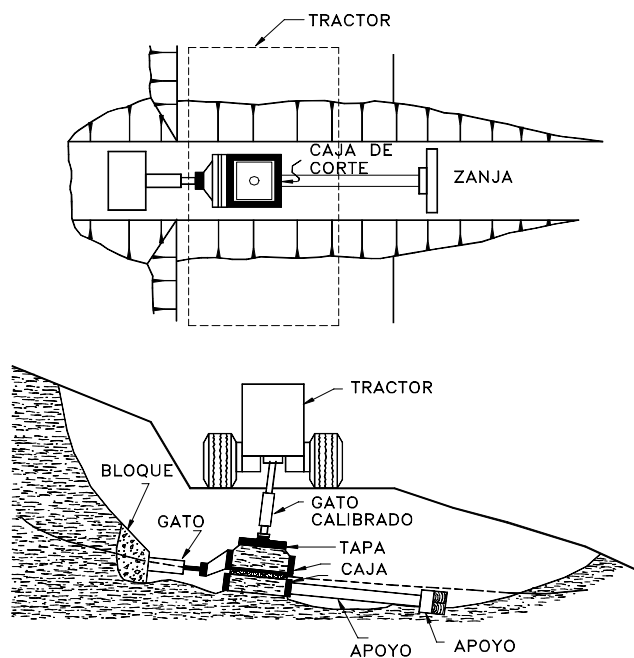


Figura 2.12 Ensayo de corte directo “in situ”.

10. Ensayo de Permeabilidad

Los ensayos de permeabilidad de laboratorio no siempre representan las situaciones en el campo y la ejecución de ensayos en el sitio permite obtener la influencia de las discontinuidades y la meteorización.

El coeficiente de permeabilidad (k) puede calcularse del resultado de ensayos de cabeza constante o variable dentro de la excavación de un sondeo. El procedimiento incluye la perforación y limpieza de una columna de suelo de diámetro $2r$ hasta una profundidad h . La colocación de una cabeza constante de agua y la medición del volumen de percolación, por unidad de tiempo manteniendo una cabeza y flujo estables (Figura 2.13).

La permeabilidad del material puede calcularse mediante la siguiente expresión (Cedergreen - 1977):

$$K = \frac{q}{5.5rh}$$

Donde:

K = Permeabilidad

q = Caudal

r = Radio de la columna de ensayo

h = Cabeza

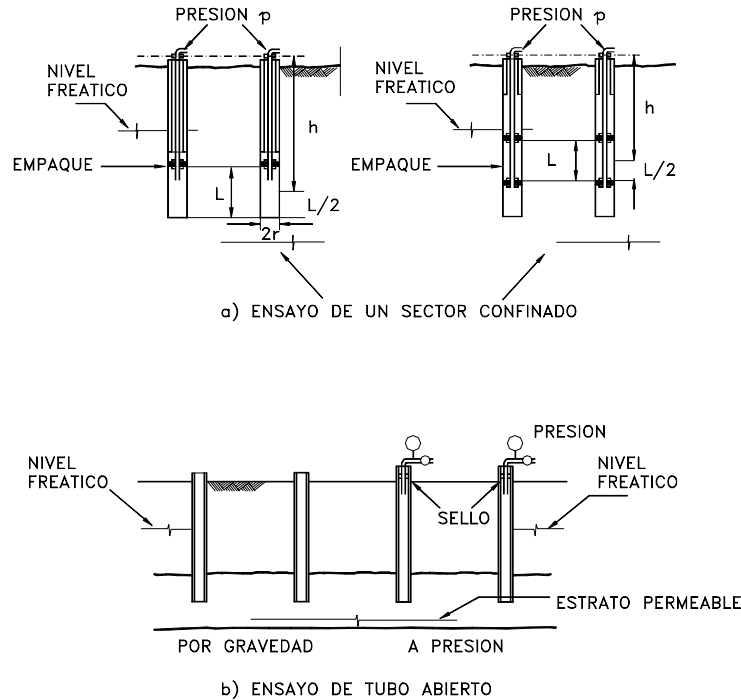


Figura 2.13 Ensayo de permeabilidad de campo (U.S. Bureau of Reclamation).

También pueden realizarse ensayos con agua a presión (ensayo Lugeon). El ensayo de Lugeon se utiliza para determinar la permeabilidad de una masa rocosa donde el flujo ocurre a lo largo de fisuras o juntas.

Un Lugeon se define como el agua absorbida en litros por minuto por metro en una perforación de diámetro NX a una presión de 10 atmósferas (1 MPa), mantenida durante diez minutos. Un Lugeon es aproximadamente igual a una permeabilidad de 1×10^{-7} m/seg.

Pearson y Money (1977) presentaron una técnica que permite distinguir en el ensayo Lugeon, los diversos sistemas de fracturas.

Si el sistema de juntas o discontinuidades es suficientemente cercano para que la sección de la roca sea representativa, la permeabilidad puede ser obtenida utilizando la siguiente fórmula:

Si $L > 12 r$:

$$K = \frac{q}{2\pi LH} \text{Log}_e \frac{L}{r}$$

Si $10r > L > r$:

$$K = \frac{q}{2\pi LH} \operatorname{sen}h^{-1} \frac{L}{2r}$$

Donde:

K = Permeabilidad

H = Gradiente del flujo contra cabeza de presión

L = Longitud de la sección ensayada

r = Radio de la perforación

2.9 ENSAYOS GEOFISICOS

Los ensayos geofísicos son generalmente, la forma más rápida y económica de obtener información sobre las características de los perfiles del subsuelo en áreas relativamente grandes, estas técnicas no reemplazan los sondeos y deben utilizarse con un control de campo muy estricto.

Los ensayos geofísicos dependen de las relaciones de las condiciones del suelo con otras características físicas y se requiere de un experto geofísico para su interpretación. Es recomendable el control de los resultados utilizando sondeos.

Los principales métodos geofísicos utilizados en deslizamientos son:

1. Resistividad

Los sondeos eléctricos y electromagnéticos generalmente, miden la resistencia de la corriente eléctrica a través de los materiales de suelos. La resistividad consiste en la colocación de una corriente eléctrica a través del suelo y mediciones de la resistencia. La presencia de humedad y sales disueltas dentro de los poros del suelo o la roca controlan generalmente, la conductividad aparente de los materiales. Por ejemplo, un granito denso con pocos vacíos y poca humedad presenta una alta resistencia, mientras una arcilla muestra una resistencia baja. En ocasiones, la superficie de falla de un deslizamiento se detecta como un área de baja resistencia por la concentración de humedad a lo largo de la superficie. Sin embargo, debe tenerse en cuenta la fluctuación de la resistividad con el clima. En época de lluvias, las resistividades tienden a ser bajas y en épocas secas, aumentan.

La profundidad de la investigación de un sondeo geoeléctrico es proporcional al desplazamiento de los electrodos, sin embargo, la penetración de la corriente eléctrica en la tierra depende de la resistencia individual de cada capa de suelo y su distribución.

Los ensayos de resistividad pueden utilizarse para determinar perfiles verticales y perfiles horizontales, dependiendo de la forma como se realice.

La mayor ventaja de los ensayos de resistividad es la facilidad de transporte y simplicidad de los instrumentos y la mayor desventaja es la interpretación difícil de las medidas, especialmente en aquellas áreas donde los estratos no son horizontales y las estructuras son complejas.

Los ensayos de conductividad electromagnética utilizan un instrumento con un transmisor y un receptor, el transmisor utiliza una corriente eléctrica de una frecuencia específica para producir un campo magnético asociado, el cual se convierte en una corriente eléctrica en la tierra. Esta corriente induce luego una corriente secundaria en el receptor. En esta forma se obtiene una conductividad aparente de los materiales

entre los dos puntos. Espaciamientos cercanos y altas frecuencias dan muy buena información del material subsuperficial, en cambio largos espaciamientos y bajas frecuencias permiten una exploración más profunda.

Los ensayos de resistividad han sido utilizados con éxito para mapear los límites de masas de deslizamiento (McGuffey, 1996). Ambos sistemas, el de sondeo horizontal y vertical, se han utilizado.

Como los deslizamientos producen un cambio importante en los materiales, se obtienen contrastes en la resistividad eléctrica asociados con estos movimientos. La resistividad permite el reconocimiento de las tablas de agua y las profundidades de saturación.

Tabla.2.7 Valores típicos de resistividad (Peck, 1974)

Material	Resistividad (ohm-cm)
Arcilla o limo saturado	0-10.000
Arcilla arenosa	10.000-25.000
Arena arcillosa	25.000-50.000
Arena	50.000-150.000
Grava	150.000-500.000
Roca meteorizada	100.000-200.000
Roca sana	150.000-4.000.000

Su utilidad radica en la localización de zonas blandas o fracturadas y la profundidad aproximada de los niveles de agua.

2. Ensayos sísmicos

Los sondeos sísmicos incluyen reflexión y técnicas acústicas. Todos ellos se basan en el hecho de que las propiedades elásticas de los materiales de tierra, determinan la velocidad de las ondas que se propagan a través de ellos.

Las sondas producidas por un golpe de martillo siguen diferentes caminos desde la fuente hasta el punto de detección; Inicialmente como ondas directas y posteriormente como ondas reflectadas.

Los sismógrafos se usan para determinar los tiempos de llegada en un receptor o geófono. En la mayoría de los trabajos de sísmica, relacionados con deslizamientos, se utiliza un sistema sismográfico multicanal, el cual incluye un número de detectores o geófonos que se han colocado a varias distancias de la fuente. El sistema multicanal permite un sistema sofisticado de filtro de datos, grabado y proceso de ellos.

Tabla. 2.8 Velocidades sísmicas típicas de materiales (Peck, 1974)

Material	Velocidad (pies/seg.)
Limo seco, arena, grava suelta y talus	600-2.500
Arena cementada, grava arcillosa cementada, arcillas duras	2.500-7.500
Roca fracturada	2.000-10.000
Lutita dura	2.500-11.000
Arenisca dura	5.000-14.000
Caliza dura	6.000-20.000
Rocas ígneas duras	12.000-20.000
Rocas metamórficas duras	10.000-16.000

La interpretación de los resultados sísmicos es difícil. Los deslizamientos pueden producir cambios erráticos en la densidad y por lo tanto la transmisión de ondas puede

ocurrir en sistemas complejos que son difíciles de cuantificar. Sin embargo, los límites del deslizamiento se pueden identificar por cambios en la respuesta sísmica. Los ensayos de refracción sísmica se han utilizado con frecuencia para determinar la profundidad y geometría de las superficies de falla, para determinar la profundidad de meteorización de un área de gran tamaño y para determinar los perfiles de material suelto debajo de la roca. En ocasiones el ruido del tránsito o de otro tipo de actividades no permite la interpretación correcta de los resultados.

3. Detección del ruido no audible (Método geoacústico)

El método geoacústico monitorea las ondas elásticas naturales que emite el terreno a causa de la deformación producida por los esfuerzos (Blaha, 1996). Previamente a una falla y durante un tiempo considerable el terreno emite una serie de ruidos no audibles, los cuales revelan la inminencia de una falla con mayor rapidez que un inclinómetro. La detección de ruido no audible (SARN), conocido como emisiones acústicas se ha intentado en deslizamientos con éxito variado. Este método consiste en detectar los sonidos de baja intensidad, producidos por los movimientos de las masas de tierra dentro del deslizamiento. Mc Cauley (1976) y Jurich (1985) coinciden en que lo importante es determinar la rata de ruido en impulsos por minuto (Figura 2.14). Este sistema se le utiliza para determinar la inminencia de ocurrencia de un movimiento y se le ha utilizado en minas a cielo abierto.

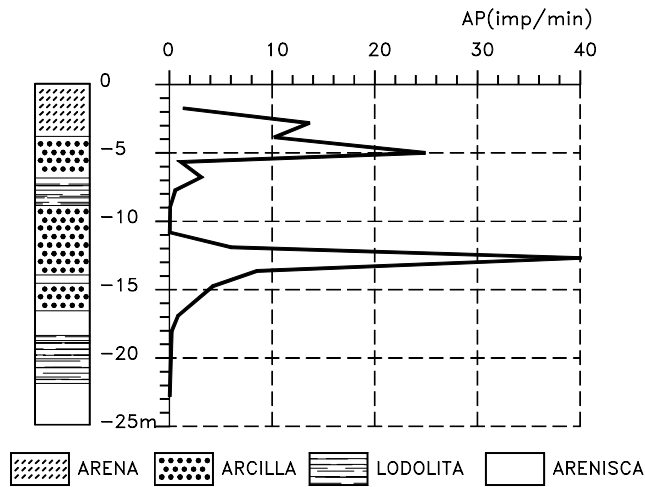


Figura 2.14 Resultados de mediciones geoacústicas en una perforación, en impulsos por minuto (Blaha 1996).

4. Ensayos de gravedad

Los sondeos de gravedad se les utiliza para detectar estructuras geológicas de gran tamaño y recientemente se han utilizado los sondeos de Microgravedad, utilizando gravímetros muy sensitivos que permiten medir la atracción gravitacional con precisión de una milésima de la constante de gravedad. En esta forma se pueden detectar áreas de baja densidad, por ejemplo coluviones o deslizamientos. Sin embargo, la influencia de las condiciones topográficas es muy grande y su interpretación deja muchas dudas.

5. Ensayo de penetración de radar

Los sistemas de penetración de la tierra con radar (GPR) han tenido un desarrollo muy grande en los últimos años. La energía emitida por el radar es reflejada en forma similar a los sistemas de radar de la aviación y en esta forma se pueden detectar ductos de servicios y otros elementos dentro del suelo. El principal problema de este sistema es la transmisión muy pobre de las obras de radar en suelos arcillosos y Lutitas.

6. Radiación de rayos gamma

La radiación de rayos gamma permite la identificación de la litología. Los elementos radioactivos tienden a concentrarse en Lutitas y arcillas marinas, mientras las arenas y basaltos, generalmente exhiben bajos niveles de radiación.

Tabla. 2.9 Métodos geofísicos en deslizamientos (McGuffrey, 1996)

Sistema	Aplicaciones	Limitaciones
Resistividad eléctrica	Localizar límites entre materiales granulares y arcillosos, nivel freático e interfase suelo-roca.	Difícil de interpretar especialmente cuando los mantos no son horizontales.
Conductividad electromagnética	Similar a la resistividad pero ofrece un reconocimiento más rápido que la resistividad y permite determinar la calidad de la roca.	Difícil de interpretar.
Refracción sísmica	Determina las profundidades de los estratos y sus velocidades sísmicas características.	Las velocidades aumentan con la profundidad. Solo es útil cuando los mantos son gruesos y la información únicamente aporta dato promedio.
Ensayos sísmicos directos (uphole, downhole, y crosshole)	Se obtienen velocidades de estratos específicos, sus propiedades dinámicas y la calidad de la roca.	Los datos son promedios y pueden ser afectados por las características de la masa rocosa.
Microgravedad	Extremadamente precisa, localiza pequeños volúmenes de baja densidad utilizando equipos muy sensitivos.	El uso de equipos tan sensitivos y costosos en terrenos escarpados puede ser imprácticos y la interpretación genera muchas dudas por la influencia de la topografía.
Penetración de ondas de radar	Permite identificar objetos enterrados tales como ductos, cantos, interfaces de roca.	Las arcillas son prácticamente impenetrables por las ondas de radar.

2.10 ENSAYOS DE LABORATORIO

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

- a. Humedad o contenido de agua.
- b. Límites de Atterberg o plasticidad.
- c. Gravedad Específica.
- d. Distribución granulométrica.
- e. Contenido de Sulfatos y acidez.
- f. Compactación.
- g. Permeabilidad.

- h. Consolidación.
- i. Resistencia al cortante.
- j. Ensayo de mineralogía por difracción de rayos X.

2.11 INSTRUMENTACION

La utilidad de la instrumentación de campo radica en la posibilidad de poder obtener información del comportamiento del talud a lo largo de periodos de tiempo y el poder medir ciertos parámetros geotécnicos.

El primer paso en la planeación de un programa de instrumentación es el determinar:

- a. Qué tipos de medición se requieren.
- b. Seleccionar el tipo específico de instrumento que mejor se adapta a las necesidades del talud estudiado.
- c. Planear la localización, número y profundidad de la instrumentación.
- d. Escoger la metodología de lectura de las mediciones.
- e. Decisiones sobre el manejo y presentación de los datos obtenidos.

Inicialmente se requiere haber estudiado las causas del deslizamiento y los límites probables del movimiento en cuanto a profundidad y extensión en planta. Adicionalmente, se requiere conocer la geología, sistema de lluvias, etc. Esto equivale a tener avanzado el estudio del deslizamiento en un 70% como mínimo. Previamente a la instalación de instrumentos, se deben haber planteado los probables mecanismos de falla y lo que se pretende es corroborar la validez o no de las teorías propuestas y la cuantificación de ciertos parámetros y procesos.

Las situaciones típicas en las cuales se requiere instrumentación son las siguientes:

- a. Determinación de la profundidad y forma de la superficie de falla en un deslizamiento activo.
- b. Determinación de los movimientos laterales y verticales dentro de la masa deslizada.
- c. Determinación de la rata o velocidad de deslizamiento y el establecimiento de mecanismos de alarma.
- d. Monitoreo de la actividad de cortes naturales e identificación de los efectos de una determinada construcción.
- e. Monitoreo de los niveles de agua subterránea o presiones de poro y su correlación con la actividad del deslizamiento.
- f. Colocación de medidores y comunicación a un sistema de alarma.
- g. Monitoreo y evaluación de la efectividad de diferentes sistemas de estabilización o control.

Los instrumentos más empleados son los siguientes:

1. Equipos convencionales de topografía

Se pueden utilizar equipos ópticos o electrónicos para determinar los movimientos laterales y verticales de los deslizamientos, para ello se colocan BMs en sitios estables y una serie de puntos de medición en la zona deslizada (Figura 2.15). Se puede realizar mediciones diarias utilizando tubos que se insertan dentro del deslizamiento, en esta forma se pueden medir las deformaciones relativas, movimientos de grietas, etc.

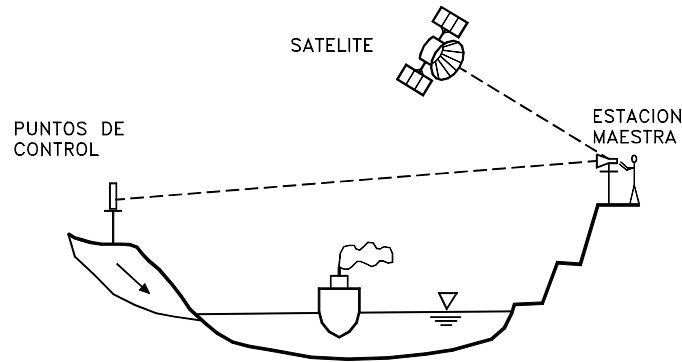


Figura 2.15 Vigilancia del deslizamiento de Cucaracha en el Canal de Panamá utilizando mediciones electro-ópticas . (Reyes, 1996).

2. Medidor superficial de inclinación

Los medidores superficiales de inclinación se utilizan para determinar la rotación o inclinación de un punto en la superficie del terreno. Su uso más común es para monitorear movimientos de taludes en minas en cielo abierto, carreteras y ferrocarriles (Mikkelsen 1996). Los medidores de inclinación utilizan sensores electro-líticos o servoacelerómetros. Los sensores electro-líticos tienen una mayor sensibilidad pero los servoacelerómetros tienen un mayor rango.

3. GPS diferencial

El DGPS se está utilizando últimamente con frecuencia para monitorear los movimientos superficiales de deslizamientos. Una estación base en un sitio conocido se utiliza para hacer las correcciones y refinamientos de una o varias estaciones móviles. Todas las estaciones utilizan el mismo sistema satelital. El DGPS relaciona observaciones a estaciones móviles desconocidas con observaciones simultáneas en la estación base conocida. A medida que las señales son monitoreadas, los errores pueden sugerir que la estación base se está moviendo, pero lo que realmente está ocurriendo son movimientos en las estaciones móviles. Todas las mediciones se relacionan a la estación base. Mientras la posición sea definida en forma relativamente precisa, los otros movimientos internos serán consistentes. Un valor asumido de latitud y longitud puede ser utilizado sin afectar la calidad de las mediciones internas. En condiciones favorables se consigue una precisión mejor que un centímetro. Sin embargo, la precisión de DGPS puede deteriorarse considerablemente donde la superficie del terreno está cubierta de árboles o en épocas de malas condiciones de clima.

4. Extensómetros horizontales

El extensómetro es utilizado para medir el movimiento relativo comparando la distancia entre dos puntos de una forma automática (Figura 2.16). Los extensómetros generalmente, se instalan a través del escarpe principal o a través de las grietas para determinar su movimiento.

Colocando una serie de extensómetros interconectados desde el escarpe principal hasta la punta del deslizamiento, se puede determinar en forma clara el movimiento de

bloques individuales dentro del movimiento general. Las mediciones deben tener una precisión de al menos 0.2 mm y deben relacionarse con los datos de lluvia diaria.

5. Extensómetros verticales

Los extensómetros verticales o medidores de deformación vertical miden el aumento o disminución de la longitud del cable o tubo, que conecta dos puntos que están anclados dentro de una perforación y cuya distancia de separación es aproximadamente conocida. Generalmente, se colocan unos pesos para mantener una tensión en los cables. Los extensómetros verticales son muy útiles para determinar movimientos de superficie de falla cuando las deformaciones son mayores de cinco centímetros, caso en el cual los inclinómetros no se pueden utilizar por la imposibilidad de entrada del equipo medidor.

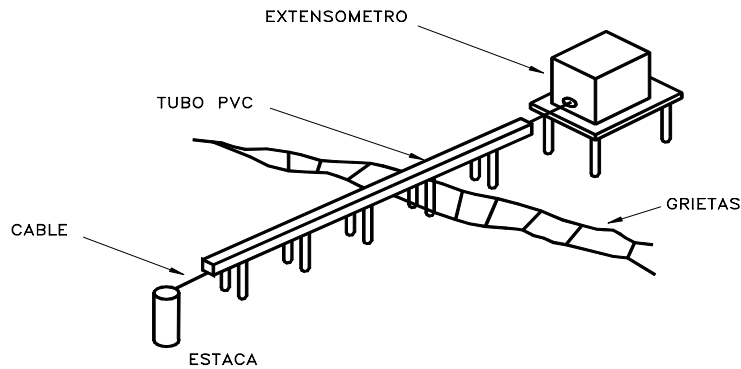


Figura 2.16 Diagrama de instalación de un extensómetro horizontal.

6. Medidor de agrietamientos

Sirven para medir la ampliación de grietas con el transcurso del tiempo. En rocas el cambio de espaciamiento de las juntas se puede medir con este sistema. Generalmente, se colocan dos guías mayores o marcas a lado y lado de la grieta y se toman medidas periódicas de su separación. Un sistema común es la colocación de unos elementos en madera a lado y lado del movimiento, unidos por un elemento que permita la medición de las deformaciones (Figura 2.17).

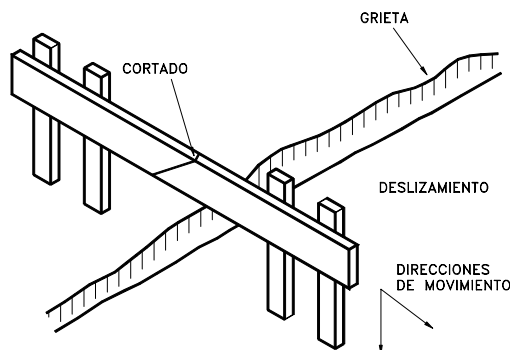


Figura 2.17 Equipo sencillo en madera para medir desplazamientos. (Japan Landslide Society, 1996).

Se pueden utilizar láminas plásticas transparentes montadas a lado y lado de la grieta o elementos metálicos.

En ocasiones se utiliza placa de vidrio, las cuales se rompen si ocurre un movimiento pero es común utilizar placas de metal que permiten deformación, la cual puede ser medida, o la utilización de deformímetros electrónicos que permiten mediciones muy precisas. Existen diferentes sistemas de medición eléctrica de deformaciones, los cuales generalmente, utilizan transtructores con precisión entre 0.0001 y 0.005 pulgadas.

7. Medidor de verticalidad

La medición de la verticalidad es útil para determinar la deformación de la cabeza y en ocasiones del pie del movimiento y en esta forma evaluar la posibilidad de deformaciones futuras. Este equipo consiste generalmente, en un nivel de agua capaz de medir las componentes N-S y E-W (Figura 2.18).

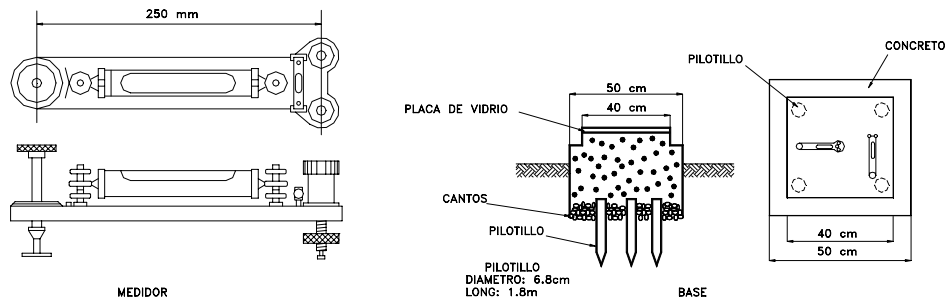


Figura 2.18 Medidor de verticalidad.

8. Detector de movimientos

El detector de movimientos es un sistema muy sencillo, conocido como la herramienta del ingeniero pobre y consiste en una varilla de aproximadamente 25 mm de diámetro, la cual se inserta en un hueco de perforación. Tubos metálicos de longitudes cada vez mayores se hacen bajar por la perforación hasta que la curvatura del sondeo no permita el paso del tubo. En esta forma se pueden detectar la superficie de falla en un talud inestable.

9. Inclinómetros

El inclinómetro mide el cambio de inclinación de un tubo que se coloca en una perforación dentro del talud y de esta manera se calcula la distribución de los movimientos laterales. En esta forma se puede determinar la profundidad de la superficie de falla y la dirección y magnitud de los desplazamientos.

Un sistema de inclinómetro está compuesto por cuatro componentes principales (Figura 2.19).

- a. Un tubo guía de plástico, acero o aluminio instalado dentro de una perforación. Este tubo, tiene unas guías longitudinales para orientar la unidad sensora. Generalmente, se utilizan diámetros de tubo entre 1.5 y 3.5 pulgadas.

- b. Un sensor portátil, el cual está montado sobre un sistema de ruedas que se mueven sobre la guía del tubo.
- c. Un cable de control que baja y sube el sensor y transmite señales eléctricas a la superficie, generalmente el cable está graduado para control superficial.
- d. Un equipo de lectura en la superficie que sirve de proveedor de energía, recibe las señales eléctricas, presenta las lecturas y en ocasiones puede guardar y procesar los datos.

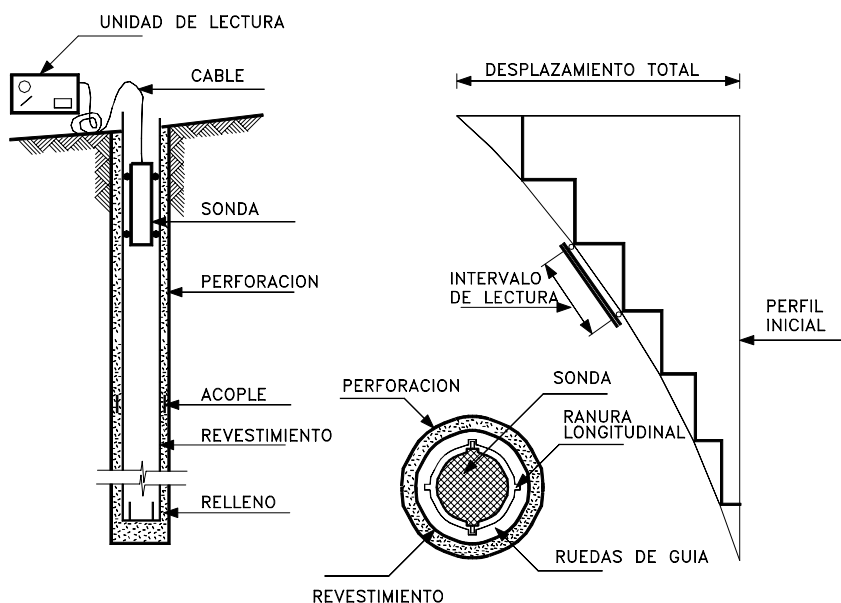


Figura 2.19 Esquema de un inclinómetro

Los instrumentos difieren de acuerdo al tipo de sensor utilizado, el cual da un nivel de precisión. Generalmente, los inclinómetros pueden medir deformaciones de 1.3 a 2.5 mm, en una longitud de 33 metros, equivalente a una precisión 1:10.000.

Existe un tipo de inclinómetro conocido como Inclinómetro in situ, el cual emplea una serie de servoacelerómetros o sensores electrolíticos. Estos sensores tienen la ventaja de tener una mayor precisión y que suministran información continua, con una precisión aproximada de 1:25.000.

El fondo del inclinómetro se supone fijo y es la base para la medición de la deformación, por esta razón es necesario que la base del tubo esté perfectamente anclada. La porción baja del ducto, debe instalarse mínimo tres metros por debajo de los sitios en los cuales se espera que el suelo sufra el desplazamiento lateral. Se recomienda el anclaje en roca si las condiciones geológicas lo permite.

Los inclinómetros se instalan en longitudes de 3 a 6 metros unidos por juntas; estas juntas generalmente, son cementadas para asegurar una conexión firme, sin embargo, cada unión representa una posible fuente de error.

El espacio anular entre el tubo y la perforación, debe ser perfectamente lleno con un sistema de inyección para asegurar que los movimientos del ducto reflejen realmente los desplazamientos del suelo.

10. Piezómetros

La presión de poros se puede monitorear utilizando excavaciones de observación o piezómetros. Existen piezómetros de tubo abierto, neumáticos o de cable vibratorio. El tipo de piezómetro a seleccionar para cada estudio específico depende de las características de funcionamiento del piezómetro y su precisión.

a. Observaciones en apiques o excavaciones

Este es el método más simple pero requiere de un tiempo importante después de realizada la excavación antes de tomar la medida para permitir al nivel de agua el lograr un equilibrio.

b. Sondeo abierto

Consisten en perforaciones abiertas en las cuales se coloca un tubo perforado en su base (figura 2.20) o tubos que se hincan a presión y luego se extraen ligeramente. La profundidad del nivel de agua se puede medir por medio de un cable y un elemento detector (que bien puede ser un medidor eléctrico o un simple objeto metálico). Una cubierta de protección impide la entrada del agua lluvia.

Su precisión es buena pero por tener la perforación, comunicación con todos los estratos, no se puede especificar la presión de agua en un sitio específico.

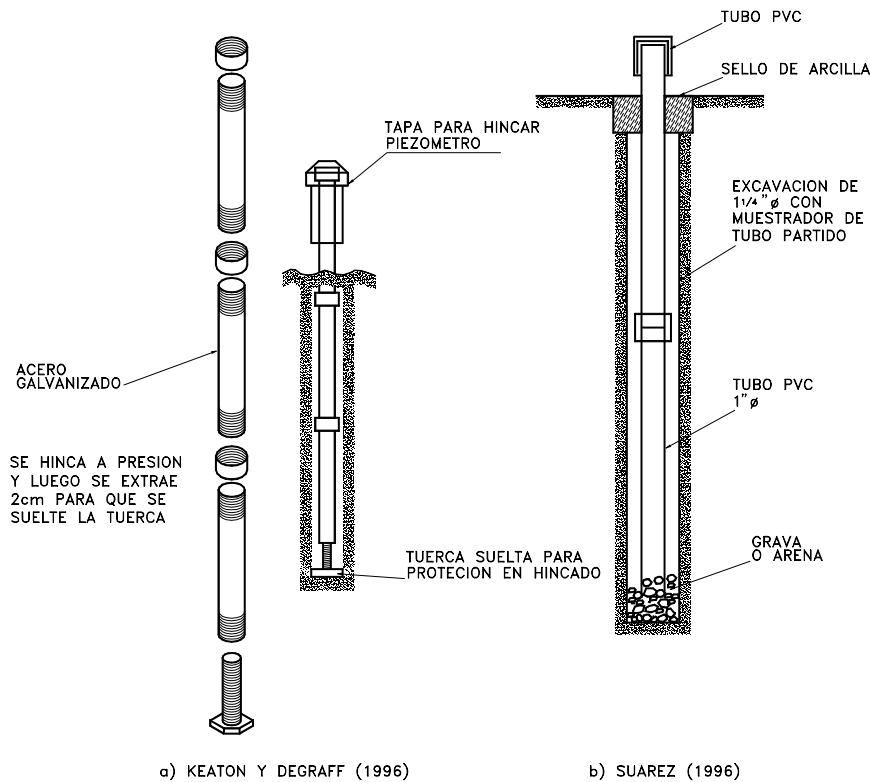


Figura 2.20 Piezómetros sencillos de cabeza abierta.

c. Piezómetro de cabeza abierta

Uno de estos piezómetros es el tipo Casagrande (figura 2.21), el cual es muy similar al tubo abierto y la colocación de sellos de Bentonita permite especificar el sitio de lectura, eliminándose el factor de error indicado. Generalmente, se coloca un filtro o elemento poroso para determinar el sitio específico de medición.

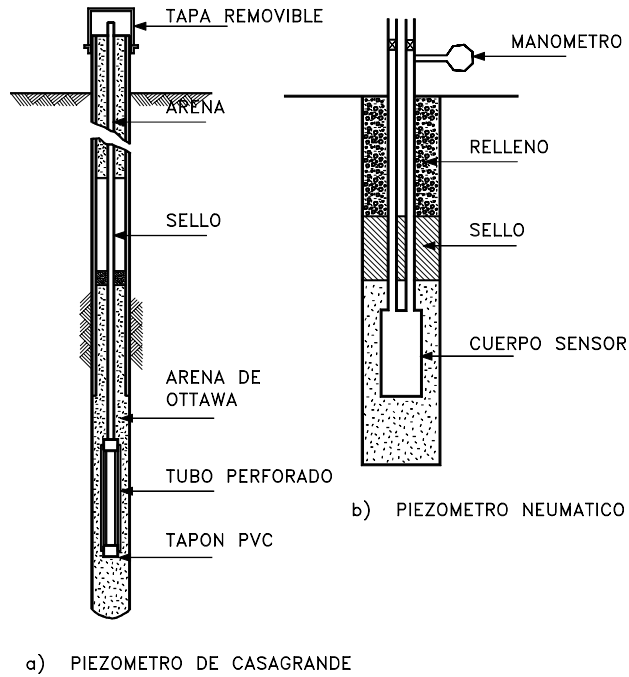


Figura 2.21 Esquema general del piezómetro de Casagrande y piezómetro neumático.

d. Piezómetros neumáticos

Este piezómetro consiste en una punta porosa unida a una válvula o diafragma muy sensitiva que es accionada por gases o fluidos y se requiere una unidad de lectura exterior, la cual produce una presión dentro del sistema interno del piezómetro hasta igualar la presión en la cavidad del piezómetro. La precisión depende del equipo de medición.

En la experiencia del Autor con este tipo de piezómetros, se ha encontrado la poca exactitud cuando las presiones son bajas y el nivel de precisión de las unidades de lectura no es muy exacto.

e. Piezómetros de cable vibratorio

Consisten en un diafragma metálico separando la presión de agua del sistema de medida (Figura 2.22). Un cable tensionado está unido al punto central de un diafragma metálico. Las deflecciones del diafragma ocasionan cambios en la tensión del cable, la cual es medida y convertida en presión.

f. Tensiómetros

Los tensiómetros miden la presión de poros negativa en materiales no saturados y generalmente, son capaces de medir presiones desde cero hasta menos una atmósfera.

(Abramson - 1996). El instrumento tiene una piedra de entrada de aire en un extremo de un tubo metálico lleno con agua. Una válvula de vacíos se coloca al otro extremo del tubo. Cuando la punta porosa está en contacto con el suelo existe una tendencia del agua a salir del tubo y entrar al suelo. El potencial de salida de agua del tubo es una medida de la succión o presión negativa (figura 2.23).

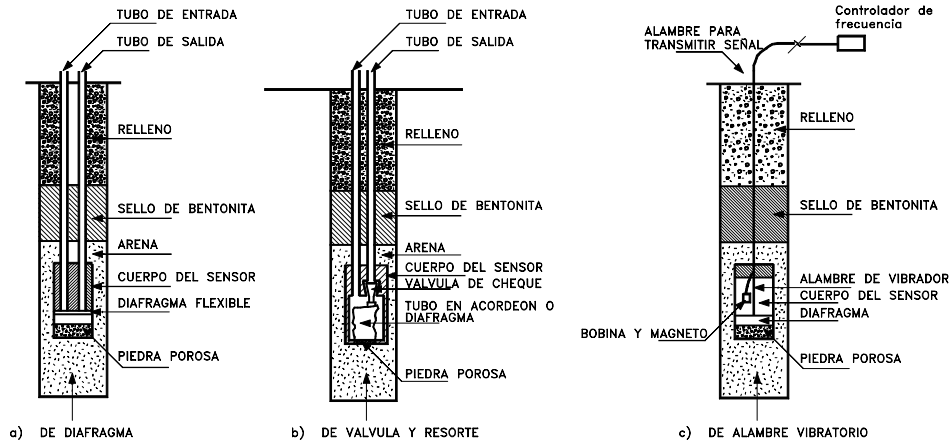


Figura 2.22 Detalles internos de los piezómetros.

Típicamente un tensiómetro es instalado con la punta porosa a la profundidad de medida y el resto del tensiómetro sobre la superficie del terreno, pero en ocasiones los tensiómetros son enterrados dentro del suelo. Se requiere un mantenimiento permanente de los tensiómetros especialmente, durante los periodos secos, en los cuales la entrada de aire produce difusión a través del agua. Este aire debe ser removido para asegurarse que la presión medida por el transductor representa la presión real de poros en el suelo y no la presión del aire dentro del tubo (Gasmó, J.M., 1997).

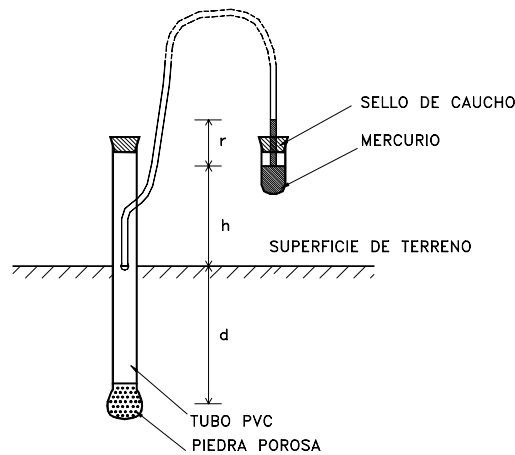


Figura 2.23 Esquema de un tensiómetro (Bresani, 1997).

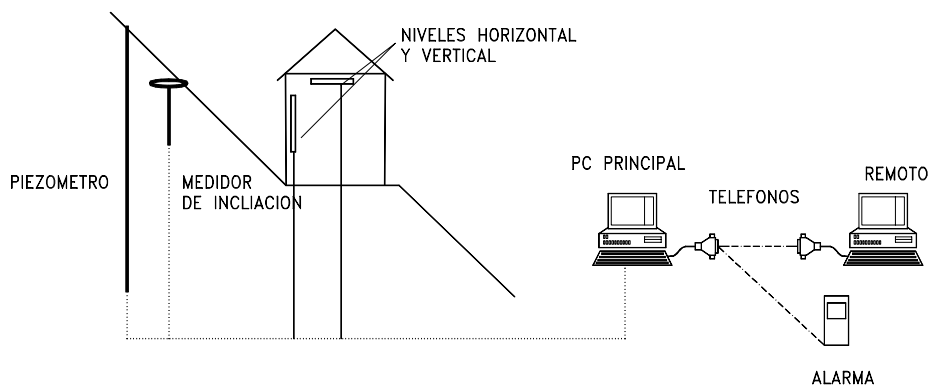


Figura 2.24 Representación esquemática de un sistema de alarma (Clark y otros 1996).

Sistemas de alarma

La construcción de sistemas de alarma a deslizamiento se ha convertido en un trabajo rutinario en Europa, aunque en los países en desarrollo es poco utilizado.

Los sistemas de alarma generalmente, constan de tres elementos básicos (figura 2.24):

- a. Un sistema de instrumentación del talud.
- b. Un computador que recibe la información de los instrumentos y lo analiza.
- c. Un sistema de alarma que avisa la inminencia de un deslizamiento.

Estos sistemas generalmente, recogen información en forma continua utilizando elementos electrónicos, tales como estaciones automáticas climáticas, sistemas de GPS, medidores de inclinación. En ocasiones, se utiliza el sistema telefónico para informar a un computador remoto la situación de amenaza inminente.

2.12 CARACTERIZACION DE UN DESLIZAMIENTO

Una vez se ha formado un deslizamiento se requiere encontrar las causas y mecanismos del movimiento y determinar las medidas correctivas que se requieren para controlar los fenómenos. Para lograr este objetivo, se requiere conocer en detalle los parámetros y fenómenos que caracterizan el problema y con este fin se requiere programar un estudio detallado del deslizamiento.

El término deslizamiento indica que el movimiento ya ocurrió y por tanto, debe haber indicios importantes que pueden aportar muy buena información.

Reconocimiento del tipo y características del movimiento

Primero debe reconocerse el tipo de deslizamiento, el cual puede determinarse con base en el estudio de los sistemas de agrietamiento. Por ejemplo, en un derrumbe de rotación, las grietas son ligeramente curvas en el plano vertical y son cóncavas en la dirección del movimiento, mientras los deslizamientos de traslación en bloque presentan generalmente grietas verticales algo rectas y con el mismo ancho de arriba abajo.

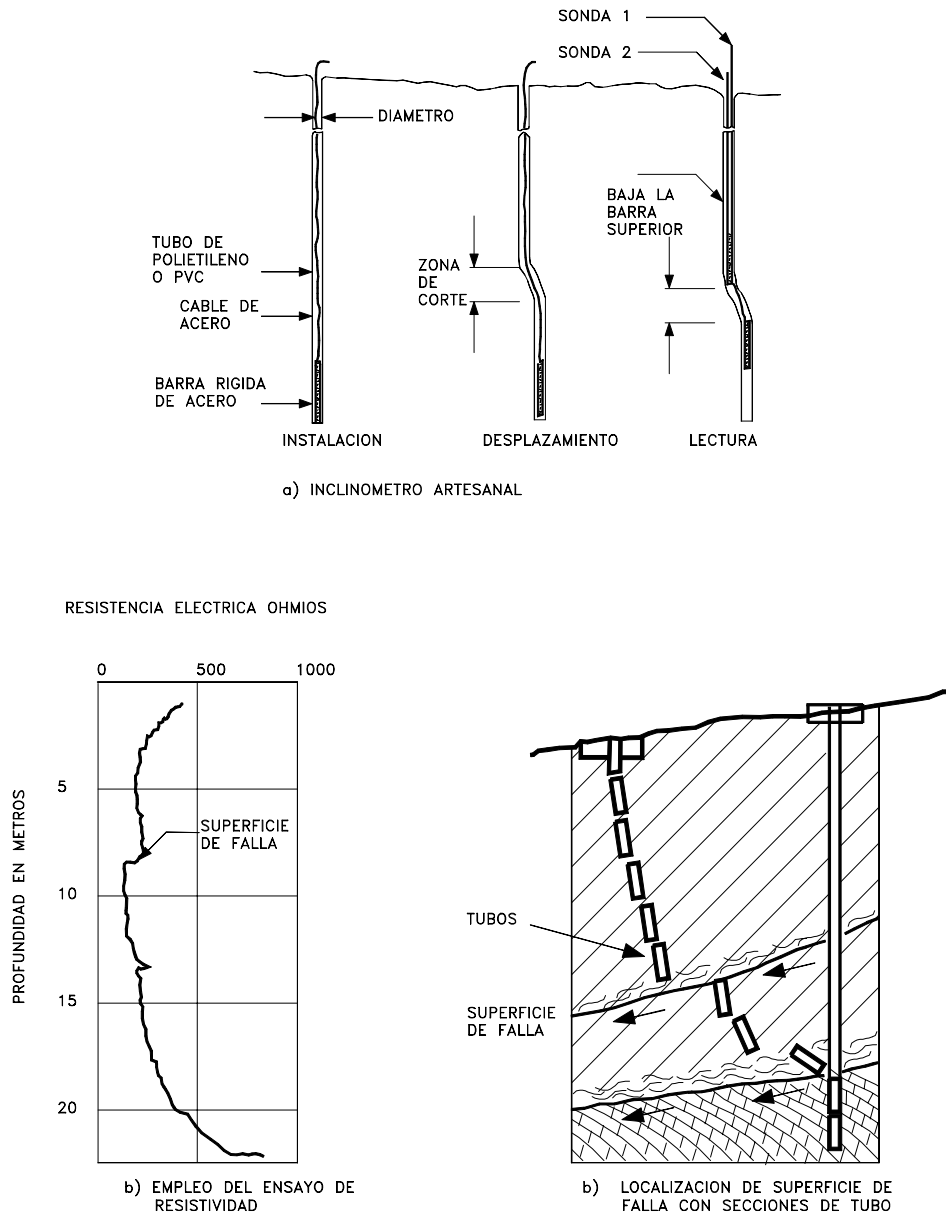
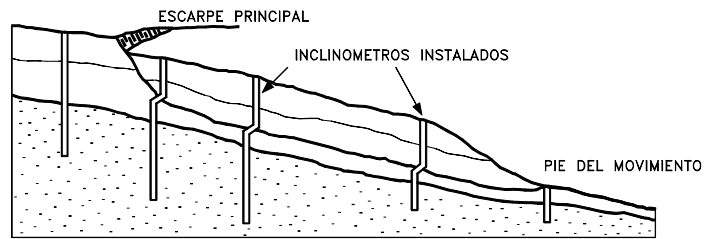
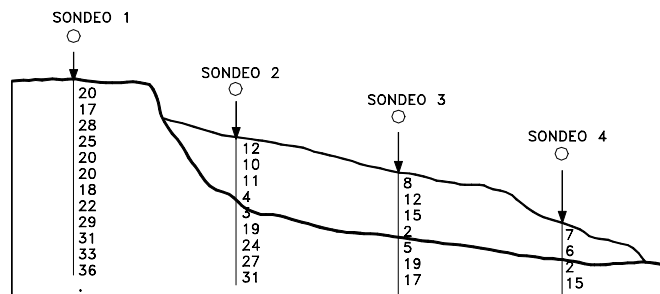


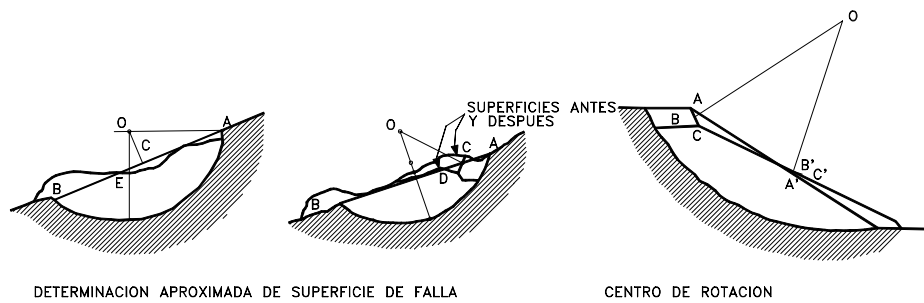
Figura 2.25 Detalle de tres procedimientos diferentes para determinar la superficie de falla en un deslizamiento.



a) UTILIZANDO INCLINOMETROS



b) CON ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDAR



c) METODO GRAFICO

Figura 2.26 Esquemas de determinación de las superficies de falla.

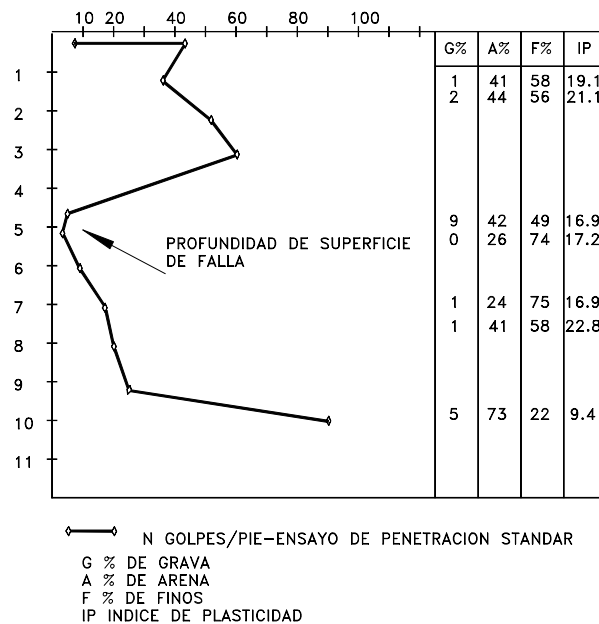


Figura 2.27 Superficie de falla en un sondeo.

Es importante además la identificación de la mayoría de los parámetros que controlan el movimiento, realizando un estudio geotécnico detallado en la forma indicada en el presente capítulo.

El sistema de aguas subterráneas puede detectarse con base en la localización de los afloramientos de agua, mediante apiques y sondeos, o utilizando piezómetros.

En la visita al sitio es conveniente ver el deslizamiento también a distancia desde una montaña cercana para obtener una visión global regional del problema.

Localización de la superficie de falla

La localización de la superficie de falla puede realizarse de formas muy variadas:

1. Geométricamente

Utilizando las evidencias topográficas superficiales se puede inferir en forma aproximada y con un margen relativamente grande de error, la localización de la superficie de falla en la forma indicada en la figura 2.26c.

2. Utilizando ensayos de penetración

La superficie de falla generalmente coincide con una profundidad a la cual la resistencia del suelo disminuye y por lo tanto la resistencia a la penetración es menor, disminuyendo por ejemplo el número de golpes en el ensayo de penetración estándar, como se indica en las figuras 2.26b y 2.27.

3. Mediante inclinómetros

La utilización de inclinómetros es un sistema muy utilizado en estudios detallados de movimientos relativamente lentos, en los cuales se requiere detectar deformaciones relativamente pequeñas.

Así mismo, puede determinarse la profundidad aproximada de la superficie de falla mediante diversos ensayos o por métodos relativamente artesanales (Figura 2.25).

REFERENCIAS

- ASTM, (1951). "Symposium of Surface and subsurface reconnaissance." Special Technical Publication 122, Philadelphia, Pa., 228 p.
- Attewell P.B. , Farmer I.W., "Principles of engineering geology". John Wiley & Sons, New York, 1045 p.
- Blaha P. (1996) "Geoacoustic method and slope deformations". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp. 1521-1524.
- Brabb. E.E. (1993). "Proposal for worldwide landslide hazard maps". Seventh international conference and field workshop on Landslides in Czech and Slovak Republics, pp 15-27.
- Bressani, L.A. (1997) "Field Suction Measurements in a Residual Soil Slope", 2do. Symposium Panamericano de Deslizamientos, Río de Janeiro, pp. 363-369.
- Broms B. (1975) "Landslides" Foundation engineering handbook, Van Nostrand Reinhold, New York, p.p. 373-401.
- Broms, B.B. (1980). "Soil sampling in Europe: State of the art. Journal of the geotechnical engineering division. ASCE, Vol. 106 No. G1, pp. 65-98
- Brunsdn, D. , Doornkamp, J.C. , Fookes, P.G. , Jones, D.K.C. , Kelly, J.M.H. (1975) "Large scale geomorphological mapping and highway engineering design". Quarterly Jnl. Engineering Geology, 8: 227-253.
- Clark A.R., Moore R., Palmer J.S. (1996) "Slope monitoring and early warning systems: Application to coastal landslides on the South and east coast of England, UK". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp. 1531-1538
- Cook, J.R. (1988) "The field description and identification of tropical residual soils"" Proceeding of the Second International conference on geomechanics in tropical soils Singapore, pp.3-10.
- Deere, D.U. (1963). "Technical Description of rock cores for engineering purposes. Rock mechanics and engineering geology, Vol. 1, pp. 18-22.
- Gasmo, J.M., Rahardjo, H., Leong, E.C. , Choa, V. (1997) "Instrumentation and Long-Term Monitoring of Residual Soil Slopes", II Simposio Panamericano de Deslizamientos, Río de Janeiro (pp. 55-63).
- Geological Society of London. (1990). "Tropical residual soils: Report of the Geological Society engineering group working party on tropical residual soils. Quarterly Journal of engineering geology, Vol. 23, No. 1, pp. 1-101.
- Geotechnical Engineering Office (1994) "Geotechnical manual for Slopes", Hong Kong, 306 p.
- Gutiérrez J. (1980) "Elementos sobre instrumentación en geotécnia". II Jornadas geotécnicas, Sociedad Colombiana de Ingenieros, Bogotá.
- Hawkins, A.B. (1996) "Observation and analysis of ground conditions in the Jurassic Landslip terrain of southern Britain". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides, Trondheim, pp. 3-16.
- Hunt, R.E. (1984). "Geotechnical engineering investigation manual". Mc Graw Hill, New York, 983 pp.
- Hvorslev, M.J. (1949). "Subsurface exploration and sampling of soil for civil engineering purposes. U.S. Army Corps of engineers, Waterways experiment station, Vicksburg, Miss., 521 pp.
- Janbú, N. (1996) "Slope stability evaluations in engineering practice". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp. 17-34.
- Jurich, D.M. (1985) "Analysis of soil slopes utilizing acoustic emissions. Master of engineering report ER-3138. Colorado School of Mines, Golden, 168 pp.
- Kanungo D.P. (1993) "Studies on slopes, landslides and mass movements in Himalaya, India". Seventh international conference and field workshop on Landslides in Czech and Slovak Republics , pp 35-41.
- Keaton J.R. y, DeGraff J.V. (1996) "Surface observation and geologic mapping". Landslides investigation and mitigation. Special report 247. Transportation Research Board. Pp. 178-230.
- Marchetti S. (1980) "In situ tests by flat dilatometer. Journal of the geotechnical engineering division, SCE, Vol. 106 No. GTE, pp. 299-321.
- McCauley M.L. (1976), "Microsonic detection of landslides". In transportation research record 581, TRB, National research council, Washington, D.C., pp.25-30.
- McGuffey V.C.. Modeer V.A. Turner A.K. (1996) "Surface exploration". Landslides investigation and mitigation. Special report 247. Transportation Research Board. Pp. 231-277.

- Mikkelsen P.E. (1996). "Field instrumentation". Landslides investigation and mitigation. Special report 247. Transportation Research Board. Pp. 278-317.
- NAVFAC. (1982). "Design manual: soil mechanics." DM-7 U.S. Department of defense, 360 pp.
- Osterberg, J.O. (1979). "Failures in exploration programs". In site characterization and exploration (C.H. Dowding, ed.). American Society of civil Engineers, New York, pp. 3-9.
- Oyagi N. (1993) "Possibility of landslide landform interpretation using satellite stereopair images". Seventh international conference and field workshop on Landslides in Czech and Slovak Republics , pp 51-56.
- Pearson, R. , Money M.S. (1977) "Improvements in the Lugeon or packer permeability test". Quarterly Journal of Engineering Geology, vol. 10, pp 221 - 239.
- Peck, R.B. W.E., Hanson W.E. , Thornburn T.H. (1974) "foundation engineering. Wiley.
- Reyes C.A., Fernandez L.C. (1996) "Monitoring of Surface movements in excavated slopes" Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp. 1579-1584.
- Rogers, D. (1989) "Topographic Expression of Landslide-Prone Terrain", Reprint from the 9th National Short Course on Slope Stability and Landslides, San Diego, California.
- Sowers G. (1981) "Estabilidad de taludes en formaciones sedimentarias". Conferencia regional de Geotecnia, Barranquilla.
- Sowers G. , Royster D. (1978) "Field Investigation". Landslides analysis and control, Special report 176, Transportation Research Board, Washigton, p.p. 81-111.
- Suárez, J. (1996) "Estudio del Deslizamiento de La Colina en Bucaramanga", C.D.M.B.
- The Japan landslide society national conference of landslide control (1996) "Landslides in Japan", p.57
- USBR. (1974) "Earth manual, 2nd. Ed. Bureau of reclamation, U.S. Department of the interior, Denver, Colo, 810 pp.

3 Esfuerzo y resistencia al cortante

3.1 INTRODUCCION

La modelación o representación matemática del fenómeno de falla al cortante en un deslizamiento se realiza utilizando las teorías de la resistencia de materiales.

Las rocas y los suelos al fallar al corte se comportan de acuerdo a las teorías tradicionales de fricción y cohesión, según la ecuación generalizada de Coulomb:

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \text{ Tan } \phi' \text{ (Para suelos saturados)}$$

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \text{ Tan } \phi' + (\mu - \mu_a) \text{ Tan } \phi'' \text{ (para suelos parcialmente saturados)}$$

Donde:

τ = Esfuerzo de resistencia al corte

c' = Cohesión o cementación efectiva

σ = Esfuerzo normal total

μ = Presión del agua intersticial o de poros

μ_a = Presión del aire intersticial

ϕ' = Angulo de fricción interna del material

ϕ'' = Angulo de fricción del material no saturado.

El análisis de la ecuación de Coulomb requiere predefinir los parámetros, ángulo de fricción y cohesión, los cuales se consideran como propiedades intrínsecas del suelo.

La presencia del agua reduce el valor de la resistencia del suelo dependiendo de las presiones internas o de poros de acuerdo a la ecuación de Coulomb, en la cual el factor μ está restando al valor de la presión normal. La presión resultante se le conoce con el nombre de presión efectiva σ'

$$\sigma' \text{ (Presión efectiva)} = \sigma - \mu$$

ϕ' = Angulo de fricción para presiones efectivas.

c' = Cohesión para presiones efectivas.

Angulo de Fricción

El ángulo de fricción es la representación matemática del coeficiente de rozamiento, el cual es un concepto básico de la física:

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

El ángulo de fricción depende de varios factores (Bilz, 1995) entre ellos algunos de los más importantes son:

- a. Tamaño de los granos
- b. Forma de los granos
- c. Distribución de los tamaños de granos
- d. Densidad

Cohesión

La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo. La cohesión en mecánica de suelos es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación, mientras que en la física este término se utiliza para representar la tensión.

En suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a 0 y a estos suelos se les denomina Suelos no Cohesivos.

Cohesión aparente

En los suelos no saturados el agua en los poros produce un fenómeno de adherencia por presión negativa o fuerzas capilares. Esta cohesión aparente desaparece con la saturación. El fenómeno de cohesión aparente se estudia a profundidad en el capítulo 7.

Concepto de esfuerzo efectivo

Una masa de suelo saturada consiste de dos fases distintas: el esqueleto de partículas y los poros entre partículas llenos de agua. Cualquier esfuerzo impuesto sobre el suelo es soportado por el esqueleto de partículas y la presión en el agua. Típicamente, el esqueleto puede transmitir esfuerzos normales y de corte por los puntos de contacto entre partículas y el agua a su vez puede ejercer una presión hidrostática, la cual es igual en todas las direcciones. Los esfuerzos ejercidos por el esqueleto solamente, se conocen como esfuerzos efectivos y los esfuerzos hidrostáticos del agua se les denomina presión de poros.

Los esfuerzos efectivos son los que controlan el comportamiento del suelo y no los esfuerzos totales. En problemas prácticos el análisis con esfuerzos totales podría utilizarse en problemas de estabilidad a corto plazo y las presiones efectivas para analizar la estabilidad a largo plazo.

Desde el punto de vista de la relación esfuerzo – deformación, en estabilidad de taludes se deben tener en cuenta dos tipos de resistencia:

1. Resistencia máxima o resistencia pico

Es la resistencia al corte máxima que posee el material que no ha sido fallado previamente, la cual corresponde al punto más alto en la curva esfuerzo - deformación. La utilización de la resistencia pico en el análisis de estabilidad asume que la resistencia pico se obtiene simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla. Sin embargo, algunos puntos en la superficie de falla han alcanzado deformaciones mayores que otros, en un fenómeno de falla progresiva y asumir que la resistencia pico actúa simultáneamente en toda la superficie de falla puede producir errores en el análisis.

2. Resistencia residual

Es la resistencia al corte que posee el material después de haber ocurrido la falla (figura 3.1).

Skempton (1964) observó que en arcillas sobreconsolidadas, la resistencia calculada del análisis de deslizamientos después de ocurridos, correspondía al valor de la resistencia residual y recomendó utilizar para el cálculo de factores de seguridad, los valores de los parámetros obtenidos para la resistencia residual ϕ_r y c_r . Sin embargo, en los suelos residuales la resistencia pico tiende a ser generalmente, muy similar a la resistencia residual.

Otro factor que determina las diferencias entre la resistencia pico y residual es la sensibilidad, la cual está relacionada con la pérdida de resistencia por el remoldeo o la reorientación de las partículas de arcilla.

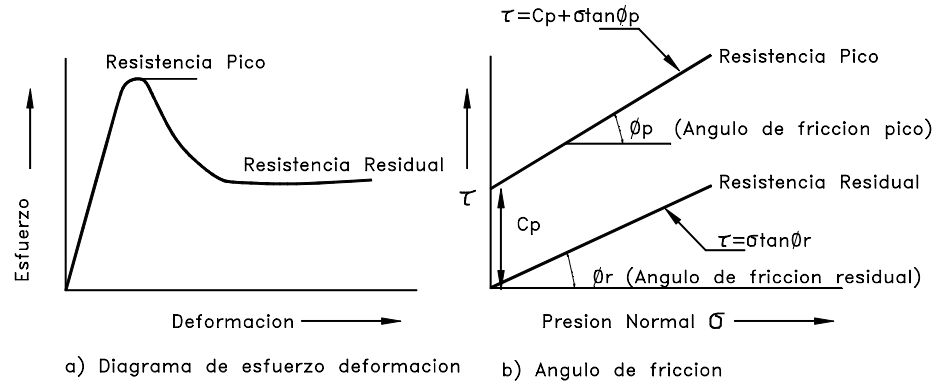


Figura 3.1 Resistencias Pico y residual.

En arenas, gravas y limos no plásticos que se denominan como suelos granulares, la cohesión es muy baja y puede en muchos casos considerarse de valor cero y el ángulo de fricción depende de la angulosidad y tamaño de las partículas, su constitución, mineralogía y densidad. Generalmente, el ángulo de fricción en suelos granulares varía de 27° a 42°, dependiendo del tipo de ensayo que se realice. Por ejemplo, en un ensayo Triaxial drenado el ángulo de fricción es 4° a 5° menor que el medido en un ensayo de Corte Directo. En arcillas normalmente consolidadas y limos arcillosos se puede considerar la fricción igual a cero y la cohesión como el valor total del esfuerzo de resistencia obtenida. En suelos residuales generalmente, predominan las mezclas de partículas granulares y arcillosas y el ángulo de fricción depende de la proporción grava-arena-limo y arcilla y de las características de cada tipo de partícula presente.

Parámetros de presión de poros

El análisis de esfuerzos efectivos requiere del conocimiento de las presiones de poro en el campo. Estas presiones de poro pueden ser estimadas si los cambios de Esfuerzo dentro del suelo se pueden determinar. Para esta estimación se pueden utilizar los parámetros de presión de poros A y B propuestos por Skempton (1954) para calcular las presiones de poro en exceso.

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$$

Donde:

Δu = Exceso de presión de poros

A = Parámetro de presión de poros A

B = Parámetro de presión de poros B

$\Delta\sigma_1$ = Cambio en el esfuerzo principal mayor

$\Delta\sigma_3$ = Cambio en el esfuerzo principal menor.

Los parámetros A y B deben ser determinados de ensayos de laboratorio o seleccionados de la experiencia. Para suelos saturados B se acerca a 1.0 pero su valor disminuye drásticamente con la disminución en el grado de saturación. Los valores del parámetro A dependen de las deformaciones y generalmente, alcanzan valores máximos en el momento de la falla. Suelos normalmente consolidados tienden a generar excesos de presión de poros positivos durante el corte, en contraste los suelos sobreconsolidados pueden esperarse que generen presiones en exceso negativas. La tabla 3.1 muestra valores típicos de parámetro A en el momento de la falla.

Tabla 3.1 Valores típicos del parámetro A

Tipo de arcilla	Valor del parámetro A de Skempton
Altamente sensitiva	0.75 a 1.5
Normalmente consolidada	0.5 a 1.0
Arcilla arenosa compactada	0.25 a 0.75
Arcilla ligeramente sobreconsolidada	0.0 a 0.5
Arcillas gravosas compactadas	- 0.25 a +0.25
Arcillas muy sobreconsolidadas	-0.5 a 0.0

El valor de A está muy influenciado por el nivel al cual el suelo ha sido previamente deformado, el esfuerzo inicial del suelo, la historia de esfuerzos y la trayectoria de esfuerzos, tales como carga y descarga (Lambe y Whitman, 1969).

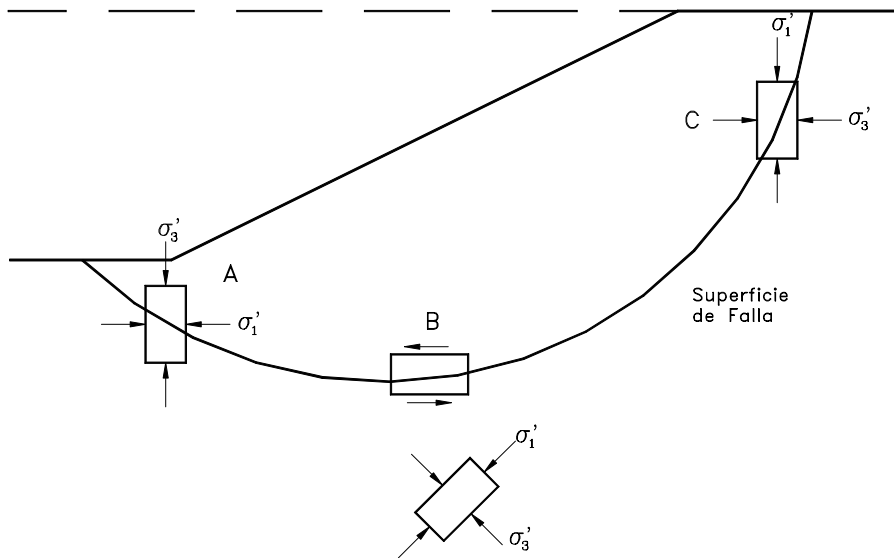


Figura 3.2 Dirección de esfuerzos principales en la falla de un talud.

3.2 CIRCULO DE MOHR

En un análisis en dos dimensiones, los esfuerzos en un punto pueden ser representados por un elemento infinitamente pequeño sometido a los esfuerzos σ_x , σ_y , y τ_{xy} . Si estos esfuerzos se dibujan en unas coordenadas $\tau - \sigma$, se puede trazar el círculo de Esfuerzos de Mohr. En este círculo se definen los valores de σ máximo (σ_1) y σ mínimo (σ_3), conocidos como Esfuerzos principales. Para interpretar correctamente el fenómeno de falla al cortante en un talud debe tenerse en cuenta cuál es la dirección de los esfuerzos principales en cada sitio de la superficie de falla. El esfuerzo σ_1 es vertical en la parte superior de la falla y horizontal en la parte inferior (Figura 3.2).

Envolvente de Falla

El círculo de Mohr se utiliza para representar o describir la resistencia al cortante de los suelos, utilizando la envolvente de falla Mohr – Coulomb, lo cual equivale a que una combinación crítica de esfuerzos se ha alcanzado. Los esfuerzos por encima de la envolvente de falla no pueden existir.

La envolvente de falla Mohr - Coulomb es generalmente una línea curva que puede representarse en la forma:

$$s = A(\sigma')^b$$

Donde:

s = Resistencia al cortante

σ' = Esfuerzo normal efectivo

A y b = Constantes

En la práctica normal de Ingeniería, generalmente, esta curva se define como una recta aproximada dentro de un rango seleccionado de esfuerzos (Figura 3.3), en el cual

$$s = c' + \sigma' \tan \phi'$$

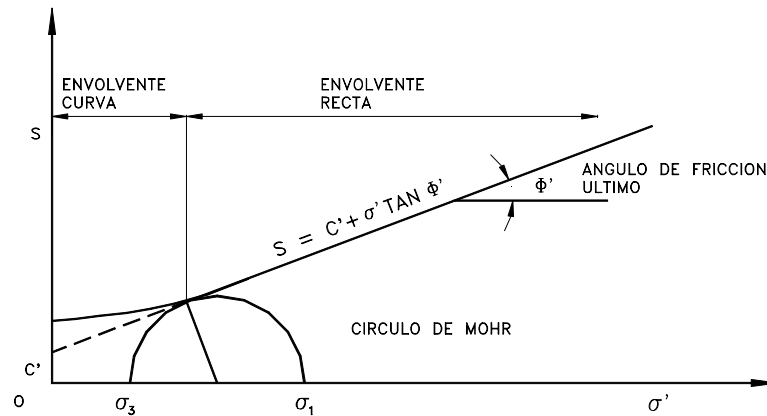


Figura 3.3 Envolvente de falla y círculo de Mohr.

Donde:

c' = Intercepto del eje de resistencia (cohesión) y

ϕ' = Pendiente de la envolvente (ángulo de fricción).

En la mayoría de los suelos, la envolvente de falla para niveles de esfuerzos pequeños no es recta sino curva y el error de asumirla como recta puede modificar sustancialmente los resultados de un análisis. En la realidad, no existe un ángulo de fricción para esfuerzos normales bajos y es preferible utilizar todos los valores de la envolvente. Sin embargo, los ensayos normales de resistencia al cortante no se realizan con suficientes puntos para determinar las características de la curva en el rango de esfuerzos bajos. Hawkins (1996) indica que es recomendable presentar los ángulos de fricción como una función de las presiones normales.

$$\phi' = f(\sigma')$$

y ϕ' (ultimo) = pendiente de la parte recta de la envolvente

El círculo de Mohr puede extenderse también al análisis de suelos parcialmente saturados, teniendo en cuenta las presiones en el agua y el aire en los vacíos (Fredlund 1978).

Trayectoria de esfuerzos

El método de la trayectoria de esfuerzos permite estudiar el comportamiento del suelo en el campo o el laboratorio. La trayectoria de esfuerzos muestra estados sucesivos de esfuerzos en un espacio de Esfuerzos p-q , donde p y q corresponden a los máximos esfuerzos normales y de cortante en el círculo de Mohr.

Para claridad los círculos de Mohr no se trazan, y solo se traza el diagrama de trayectoria de esfuerzos (Figura 3.4). Se pueden trazar tres tipos diferentes de trayectorias así (Lee, 1996):

- a. Trayectoria de esfuerzos efectivos, la cual pretende presentar el verdadero comportamiento de la muestra de suelo.
- b. Esfuerzos totales menos presión de poros estática. Esta trayectoria muestra el estado de esfuerzos en el suelo con un margen para la presión de poros en el agua, debida al nivel estático de aguas subterráneas.

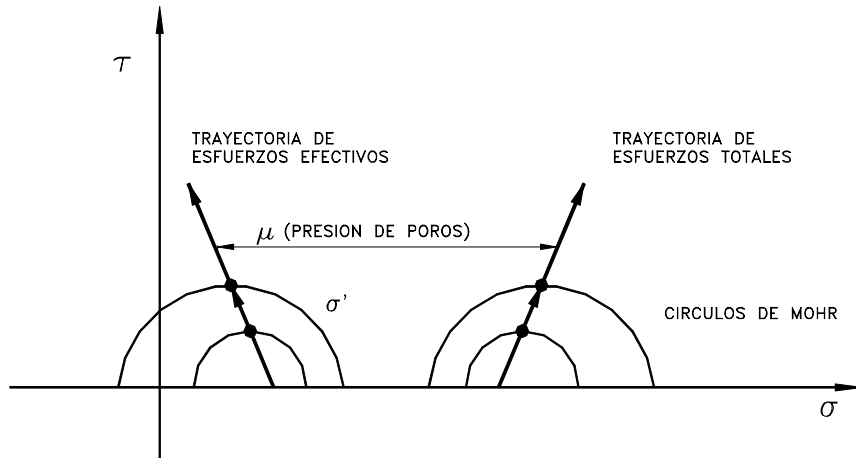


Figura 3.4 Trayectoria de esfuerzos.

Si el nivel de agua no cambia, la diferencia entre la trayectoria de esfuerzos efectivos y la de esfuerzos totales, menos la presión de poros estática, es la presión de poros en exceso generada a medida que el suelo experimenta deformaciones.

c. Esfuerzos totales, la cual muestra la trayectoria de las coordenadas de los esfuerzos totales solamente.

De estas trayectorias de esfuerzos se puede ver el comportamiento típicos de los elementos de suelo.

3.3 MEDICION DE LA RESISTENCIA AL CORTANTE

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

La resistencia al cortante depende del grado de saturación y este varía con el tiempo. Esta situación dificulta la realización de ensayos representativos en muestras no saturadas y generalmente, se acostumbra trabajar con muestras saturadas.

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

La diferencia entre la rata de carga aplicada en un ensayo de laboratorio y la situación real es sustancial. La mayoría de los ensayos de laboratorio colocan la carga en unos minutos u horas pero para la mayoría de los taludes, la carga es permanente con excepción, de las cargas dinámicas que son aplicadas en periodos muy cortos de tiempo.

Selección de las muestras

La determinación precisa de resistencias al cortante son esenciales para un análisis de estabilidad de taludes; Sin embargo, los valores de la resistencia al cortante que se obtienen dependen de muchos factores, especialmente de la calidad de las muestras, su tamaño y el método de análisis. La resistencia al cortante depende del grado de saturación y se recomienda trabajar siempre con muestras saturadas.

Las envolventes de falla para suelos y rocas generalmente, no son lineales para un rango amplio de esfuerzos y los ensayos deben realizarse cubriendo la gama de esfuerzos que sea relevante para cada caso en particular. Por ejemplo, cuando las superficies potenciales de falla son poco profundas los niveles de esfuerzo normal son bajos y se pueden presentar errores de interpretación especialmente, en los ensayos triaxiales.

Es muy importante que los ensayos sean realizados sobre muestras de suelo o roca preparadas de material inalterado, lo más representativo posible del material “in situ”; por ejemplo, muestras grandes en bloque de muy buena calidad o muestras tomadas con muestreadores delgados pueden estar relativamente inalteradas. Generalmente, entre más grande la muestra, esta podría ser de mejor calidad.

Una preocupación muy grande es el efecto de la alteración de la muestra sobre la resistencia al cortante. Muestras muy buenas pueden tener pérdidas de resistencia de hasta 50% (Ladd y Lambe 1964; Clayton y Hight 1992).

Además, las muestras deben ser obtenidas a una profundidad correcta, de acuerdo a las posibles superficies críticas de falla.

El tamaño de la muestra es muy importante. En suelos residuales el tamaño de la muestra puede determinar el valor de la resistencia obtenida en el ensayo como puede observarse en la Figura 3.5. La dimensión mínima de la muestra a ensayar debe ser al menos seis veces el tamaño máximo de partícula contenido en ella.

Las muestras para ensayos triaxiales deben ser de mínimo siete centímetros de diámetro y para ensayos de Corte Directo de seis a diez centímetros. El espesor mínimo de la muestra en un ensayo de Corte Directo es de dos centímetros pero existen anillos de hasta 30 centímetros.

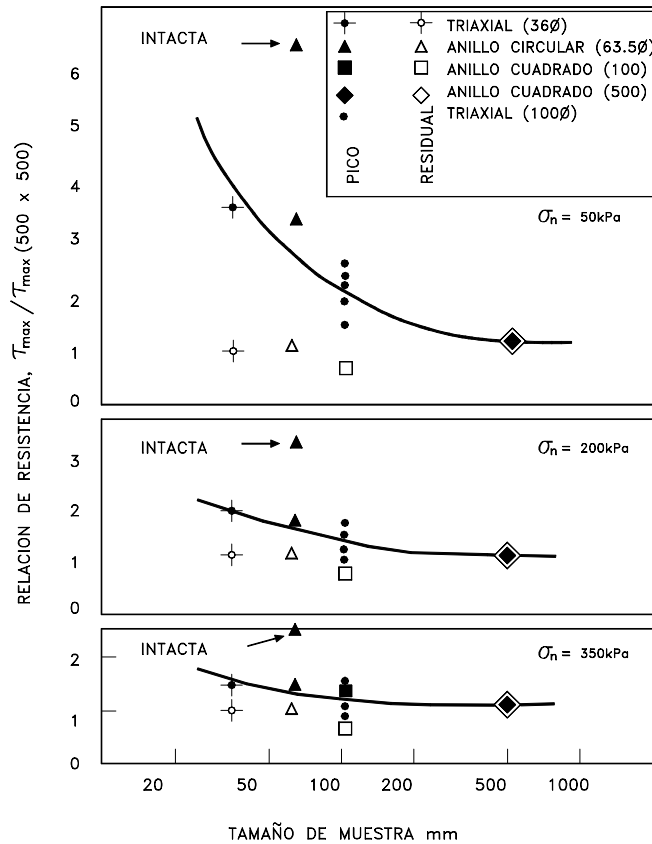


Figura 3.5 Efecto del tamaño de la muestra sobre la resistencia al cortante de una lava basáltica meteorizada (Brenner y otros 1997).

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

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

Las muestras para ensayo deben ser de calidad excelente, lo más representativas posible de la situación real en el campo; deben ser tomadas lo más cercanamente posible a las probables superficies de falla y lo suficientemente grandes para eliminar efectos de borde.

3.4 ENSAYOS DE LABORATORIO

Para obtener los parámetros de resistencia al cortante se pueden realizar ensayos de resistencia de laboratorio o de campo o se pueden utilizar correlaciones empíricas a partir de ensayos indirectos u otras propiedades de los suelos. Los ensayos de laboratorio más comunes son los ensayos de Compresión triaxial y de Corte Directo.

Ensayo Triaxial

El equipo de ensayo Triaxial es muy versátil y permite realizar ensayos en una variedad de procedimientos para determinar la resistencia al cortante, la rigidez y características de deformación de las muestras. Adicionalmente, el ensayo puede realizarse para medir características de consolidación y permeabilidad.

Se ensayan muestras cilíndricas dentro de una membrana delgada de caucho, colocándolas dentro de una celda triaxial con dos tapas rígidas y pistones arriba y debajo de la muestra.

La celda se llena de un fluido especial, se aplica una presión determinada sobre el fluido (σ_3), la cual se transmite por éste a la muestra. Los esfuerzos de cortante se aplican mediante fuerzas de compresión verticales accionadas por los pistones (Figura 3.6). La presión de poros dentro de la muestra puede medirse a través de un pequeño tubo o bureta en contacto con la muestra. Para cada presión de confinamiento se obtiene el esfuerzo desviador ($\Delta\sigma$) que se requiere para hacer fallar la muestra.

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

El comportamiento Esfuerzo-deformación es determinado por la presión de confinamiento, la historia de esfuerzos y otros factores. El ensayo también puede realizarse incrementando los esfuerzos radiales mientras se mantiene constante la fuerza axial (Figura 3.7).

Una descripción detallada del procedimiento de ensayo y medición de presión de poros se presenta en manuales de laboratorio y textos de mecánica de suelos (Bowles –1986).

En algunos países del mundo el ensayo Triaxial es el más utilizado especialmente, por la posibilidad de modelar las condiciones de drenaje y la medición de presión de poros en suelos saturados.

Generalmente existen tres formas de realizar el ensayo Triaxial así:

a. Ensayo Consolidado drenado

El ensayo se realiza lentamente para permitir el drenaje del agua dentro de la muestra e impedir que se puedan generar presiones de poros.

Los ensayos drenados son generalmente, preferidos para ensayos rutinarios (Geotechnical Engineering Office, 1979), debido a la facilidad de su ejecución y son los más utilizados para el análisis de laderas y taludes.

La velocidad de ensayo debe ser tal, que las fluctuaciones en la presión de poros sean despreciables y en cualquier caso no superiores al 5% de la presión efectiva de confinamiento.

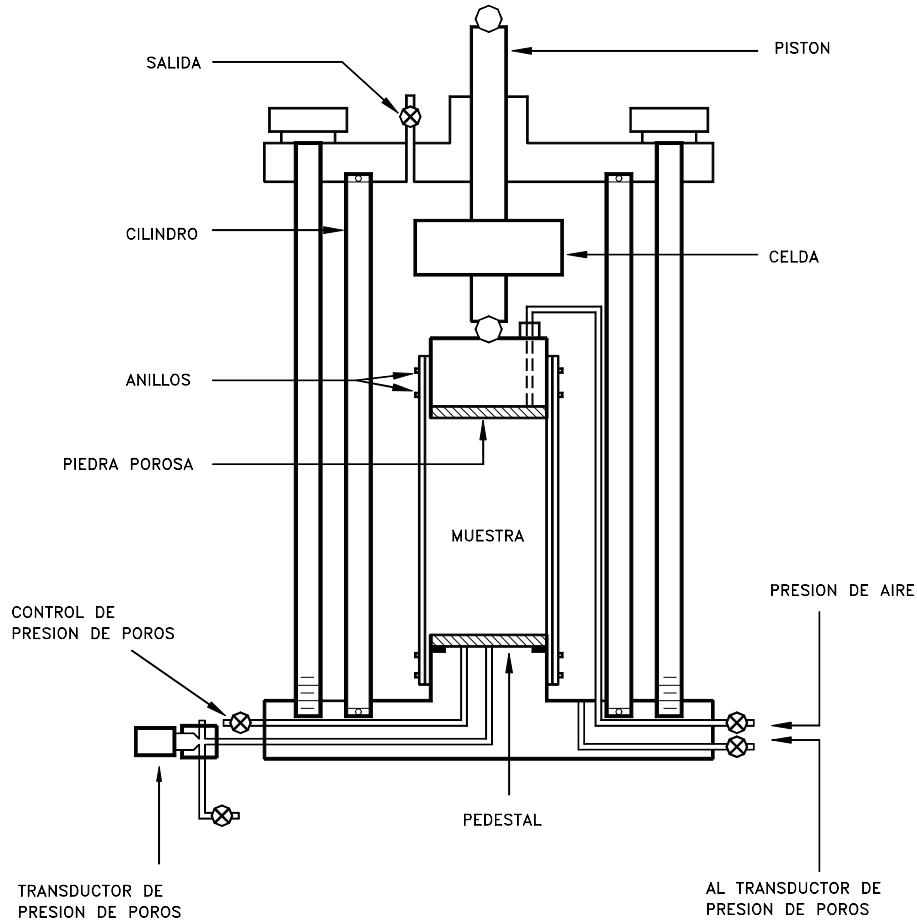


Figura 3.6 Detalle de la celda para el ensayo triaxial.

b. Ensayo Consolidado no drenado, con medición de presión de poros

Se permite el drenaje durante la aplicación del esfuerzo de confinamiento colocándolo lentamente, pero se impide durante la aplicación del esfuerzo desviador.

Los ensayos no drenados deben realizarse a una tasa que no exceda una deformación unitaria del 2% por hora, con el objeto de lograr una equalización completa de la presión de poros a través de la muestra.

Se le emplea para simular el caso de desembalse rápido de una represa o la colocación rápida de un terraplén sobre un talud.

c. Ensayo No consolidado - No drenado o ensayo rápido

No se permite el drenaje durante la aplicación de la presión de confinamiento y el esfuerzo desviador. Este ensayo se le utiliza para modelar, el caso de un terraplén o una carga colocada muy rápidamente sobre un manto de arcilla saturada, de muy baja permeabilidad.

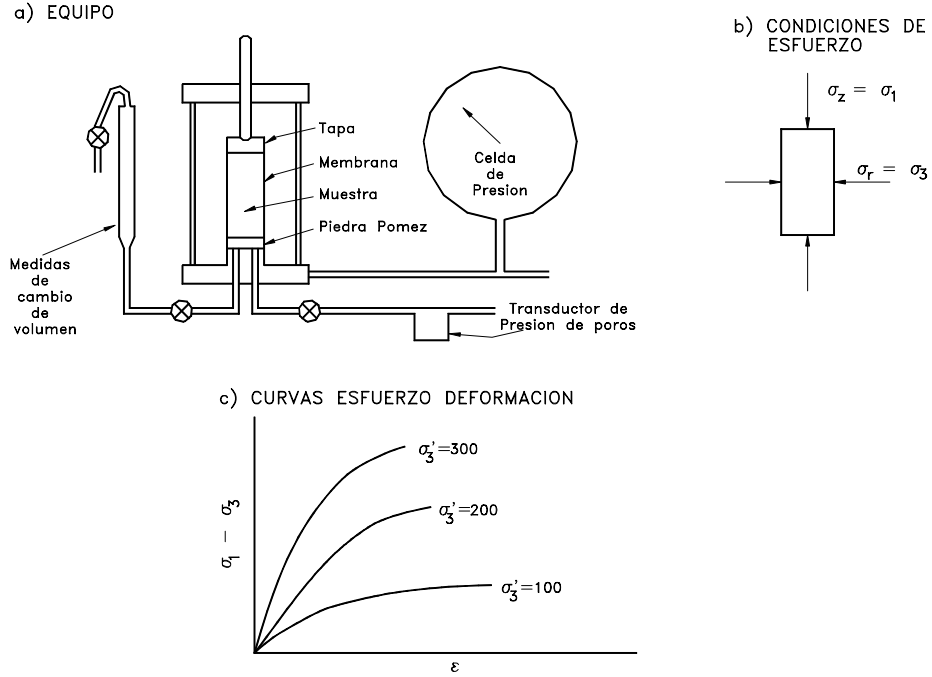


Figura 3.7 Diagrama del ensayo triaxial.

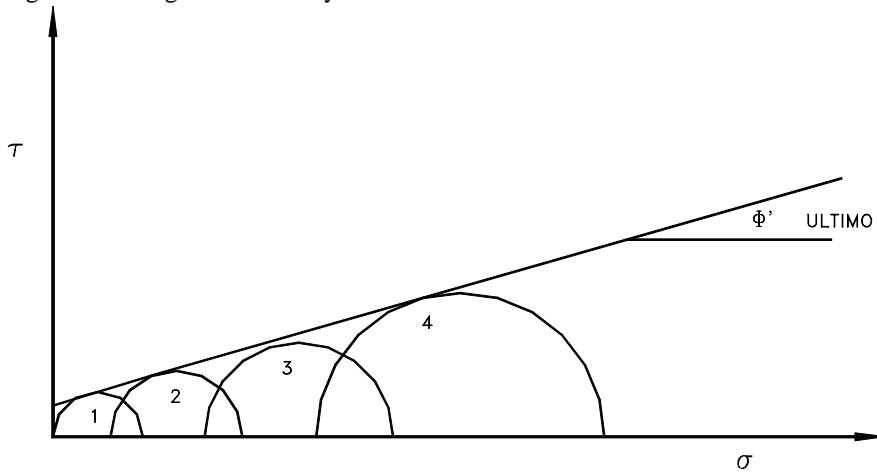


Figura 3.8 Círculo de Mohr y envolvente de falla de un ensayo Triaxial.

De acuerdo al tipo de ensayo se obtiene un valor diferente de ángulo de fricción.

En general, el ensayo consolidado drenado presenta ángulos de fricción mayores, mientras el ensayo No consolidado - No drenado da los valores mínimos de ϕ . (Winterkorn y Fang – 1991).

En la interpretación de resultados de ensayos Triaxiales debe tenerse en cuenta las siguientes fuentes de error:

- a. Las muestras tienden a deformarse como un barril, lo cual conduce a sobreestimación de la resistencia al cortante.
- b. En el proceso de saturación, la muestra tiende a alterarse por cambio de volumen, lo cual puede determinar una pérdida de resistencia.

Variables del ensayo Triaxial

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

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

Tamaño de la muestra

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

Adicionalmente, el diámetro no debe ser menor de 8 veces el tamaño máximo de la partícula. La relación largo – diámetro no debe ser menor de 2 – 1.

Consolidación antes del Corte

La muestra es consolidada o no consolidada, de acuerdo al tipo de ensayo que se realice. En suelos saturados (arcillas y limos) para una serie de ensayos a la misma profundidad, la resistencia a la compresión para ensayos no consolidados no drenados se encontró que es independiente de la presión de la celda, con excepción de las arcillas fisuradas.

Algunas causas de error en el ensayo Triaxial

Fell (1987) indica una serie de errores comunes que se cometen en el manejo del ensayo Triaxial:

a. Ensayo a un nivel muy alto de esfuerzos

La envolvente del círculo de Mohr tiene una forma curva y si se trabaja con niveles altos de esfuerzos se puede sobreestimar la resistencia para el caso real de esfuerzos menores; por ejemplo, para esfuerzos de confinamiento entre 100 y 400 kPa, las resistencias se pueden sobreestimar hasta en un 300 %. Por lo tanto, es importante que el ensayo Triaxial se realice al nivel de esfuerzos de confinamiento reales en el talud analizado.

b. Saturación incompleta

Comúnmente, las muestras inalteradas no son ensayadas con saturación total debido a que por gravedad es difícil obtener la saturación. El resultado es un aumento en el valor

de la resistencia de laboratorio, comparativamente con la resistencia real en campo, para el caso saturado.

c. Ensayo a una rata muy alta de deformación

Las ratas altas de deformación no permiten disipar la presión de poros en el ensayo consolidado drenado.

Ensayo de Corte Directo

El ensayo más común para obtener la resistencia de los suelos en los estudios de deslizamientos es el ensayo de Corte Directo, el cual es simple y económico de realizar pero presenta los inconvenientes del poco control que se tiene sobre las condiciones de drenaje, la dificultad para medir presiones de poro y algunos problemas inherentes a los mecanismos de las máquinas que realizan los ensayos.

Las ventajas de los ensayos de Corte Directo son su facilidad de ejecución, la cual permite la realización de una cantidad grande de pruebas en poco tiempo y la posibilidad de realizar ensayos sobre superficies de discontinuidad.

El ensayo de Corte Directo es de obligatorio uso cuando se trabaja a niveles bajos de esfuerzos o si se desea obtener la resistencia a lo largo de las discontinuidades.

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

La muestra se coloca en una caja compuesta por dos anillos (Figura 3.9), uno superior y otro inferior, los cuales pueden desplazarse horizontalmente el uno con respecto al otro al aplicarse una fuerza de cortante. Las muestras no pueden saturarse completamente pero un grado de saturación relativamente alto se puede obtener sumergiendo la muestra en agua por un periodo largo de tiempo, antes del ensayo. Sin embargo, debe tenerse mucho cuidado con los efectos de saturación sobre algunos materiales, especialmente los suelos expansivos.

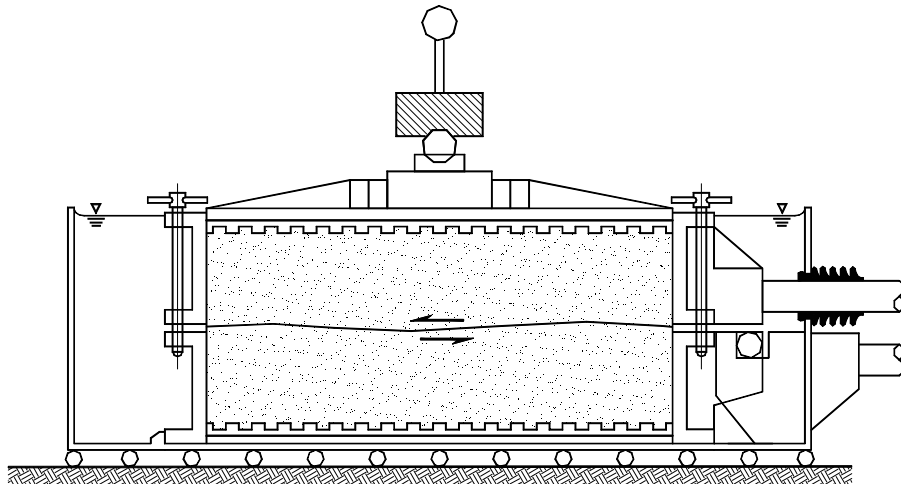


Figura 3.9 Detalle de la caja para ensayo de Corte Directo.

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

Se realizan varias pruebas para el mismo tipo de suelo con diferentes presiones normales y se dibuja la envolvente de falla para obtener gráficamente los valores de cohesión y ángulo de fricción (Figura 3.10). Se recomienda un mínimo de cinco pruebas para cada tipo de suelo.

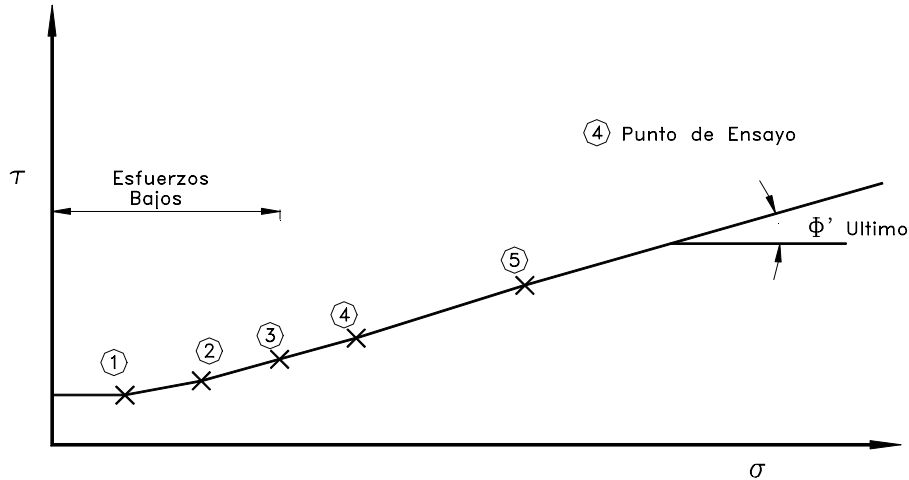


Figura 3.10 Esfuerzo de falla y envolvente de un ensayo de corte directo

Ensayos con deformación controlada o con esfuerzo controlado

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

Rata de Corte

La rata de corte depende de las condiciones de drenaje a las cuales se requiere realizar el ensayo y por lo tanto a la permeabilidad de la muestra.

La naturaleza del ensayo de Corte directo generalmente, no permite obtener una condición completamente drenada o completamente no drenada en un ensayo a una rata constante de corte. Sin embargo, en la práctica es posible seleccionar una rata de deformación tal, que la desviación con las condiciones reales no es significativa.

Head (1982) recomienda un tiempo de falla para un ensayo de Corte drenado:

$$t_f = 12.7 t_{100}$$

Donde t_{100} es el tiempo correspondiente al 100% de la Consolidación primaria.

La Normas ASTM D 3080 recomienda

$$t_f = 50 t_{50}$$

Donde t_{50} corresponde al 50% de la Consolidación primaria.

Una vez determinado el t_r , la rata de corte puede ser estimada conociendo aproximadamente el desplazamiento horizontal para la resistencia pico.

Para suelos residuales de granito Cheung (1988) encontró que no había diferencias en los parámetros de resistencia obtenidos para ratas de deformación entre 0.007 y 0.6 mm por minuto.

Una velocidad máxima de 0.08 mm/minuto se considera apropiada para ensayos drenados de suelos residuales.

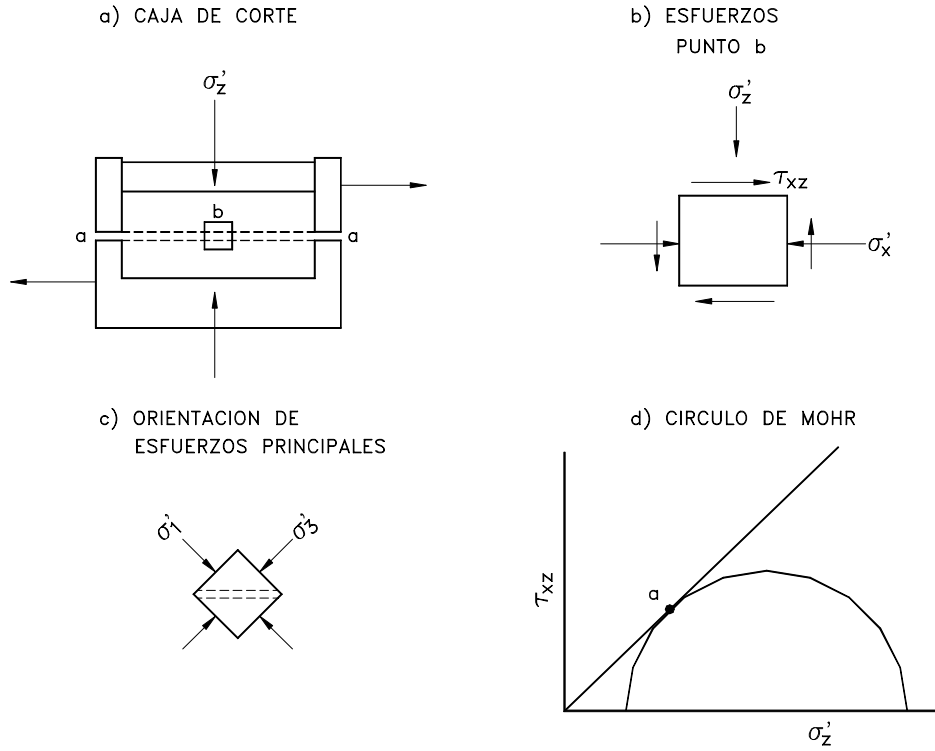


Figura 3.11 Diagrama del ensayo de Corte Directo.

Cargas normales

Las cargas normales que se deben utilizar en el ensayo deben incluir los esfuerzos máximos que se suponen ocurren en el terreno. Al menos, deben realizarse ensayos con cuatro cargas diferentes para definir una envolvente de falla.

En suelos no cohesivos la envolvente de falla generalmente, pasa por el origen pero con suelos relativamente cementados debe haber un intercepto de cohesión. Si esta componente cohesiva es de importancia en la aplicación de ingeniería a analizar, debe realizarse ensayos con cargas normales muy pequeñas sobre muestras inalteradas, manejadas con mucho cuidado para evitar alteraciones.

Densidad de la muestra

Cuando se realicen ensayos para analizar taludes de rellenos compactados, se debe definir lo más preciso posible la densidad a la cual se debe ensayar la muestra, de acuerdo a la densidad del relleno.

Desplazamiento máximo

En ensayos con deformación controlada generalmente, se requiere conocer la resistencia residual. En ese caso, una forma es realizar un ensayo devolviendo la muestra después de pasar por la resistencia pico.

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

Tamaño de la muestra

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

El tamaño máximo de la partícula de suelo determina el espesor de la muestra (Cheung, 1988). De acuerdo a la Norma ASTM D3080 se deben tener en cuenta las siguientes indicaciones:

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

La especificación China para ensayos geotécnicos recomienda un espesor de 4 a 8 veces el tamaño de grano y un diámetro 8 a 12 veces el tamaño máximo de grano.

Cheung (1988) encontró que una muestra cuadrada de 100 mm y espesor de 44 mm era adecuada para ensayar un suelo residual de granito, con máximo tamaño de grano de 8 mm. Al utilizar tamaños menores, las curvas esfuerzo-deformación eran irregulares.

El tamaño de la muestra es muy importante para el ensayo de suelos residuales. Por ejemplo, Garga (1988) encontró que para un suelo residual de basalto denso fisurado, si se utilizaba una caja de 500 mm por 500 mm y altura de 290 mm, la resistencia era 1.5 a 3 veces menor que en un ensayo Triaxial de 36 mm de diámetro, en el rango de esfuerzos entre 50 y 350 kPa.

Ensayo de Compresión simple

El ensayo de Compresión simple es un ensayo de compresión de una muestra cilíndrica con una relación diámetro longitud 1 : 2. La muestra es comprimida axialmente hasta que ocurre la falla. La resistencia al cortante se asume que es igual a la mitad de la resistencia a la compresión.

Este ensayo es utilizado con frecuencia para conocer la resistencia no drenada de suelos cohesivos.

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

$$s_u = \frac{1}{2} q_u$$

En todos los casos, debido a las incertidumbres asociadas con el ensayo, el muestreo y su preparación, esta prueba de laboratorio solamente puede utilizarse como un estimado aproximado de la resistencia en el sitio.

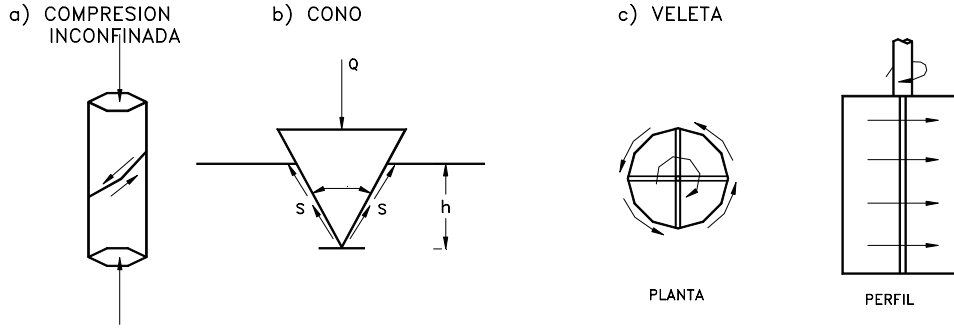


Figura 3.12 Ensayos de cortante

3.5 ENSAYOS IN SITU

La utilización de ensayos in situ permite determinar la resistencia al cortante directamente en el campo, utilizando ensayos sencillos o complejos. Los ensayos de campo son muy útiles para determinar la resistencia al cortante en suelos residuales por las siguientes razones:

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

Hay una gran variedad de ensayos disponibles para medir la resistencia al cortante in situ, bien sea en forma directa o indirecta, a través de correlaciones empíricas o semiempíricas.

Cuando se planea un programa de investigación que requiere la determinación de los parámetros de resistencia al cortante, se deben analizar los diversos equipos y sistemas disponibles y las ventajas y desventajas de cada uno de los métodos, teniendo en cuenta las necesidades del diseño y cómo la confiabilidad de esos parámetros van a influenciar el comportamiento de los diseños.

Los tipos de ensayo más utilizados se indican en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Ensayos de resistencia in situ

Ensayo	Observaciones y limitaciones
Corte directo en el campo	Se realiza generalmente en apiques poco profundos, consume mucho tiempo y es costoso.
Veleta	Recomendable para suelos finos solamente.
Corte en sondeo	El área de contacto es limitada y solo se recomienda para profundidades bajas.
Penetración estandar	Utilizado principalmente para suelos granulares y arcillas secas, duras.
Penetración de cono	Para suelos blandos o sueltos a densidad mediana, predominantemente suelos finos.
Presurómetro	Utilizado para todo tipo de suelos. Requiere de una excelente calidad del perímetro del sondeo. Es difícil de utilizar en suelos rocosos.

Ensayo de Corte Directo in situ

Es un ensayo muy poco utilizado por su costo relativamente alto. La mayoría de los casos reportados en la literatura se refieren a ensayos en roca, debido a que no es posible determinar la resistencia de estos materiales heterogéneos o estratificados mediante ensayos de laboratorio. El ensayo de Corte directo de campo es particularmente útil para simular la condición de esfuerzos que existe sobre una superficie plana, potencial de deslizamiento en una ladera. También permite el corte con cargas normales bajas, como es el caso de fallas poco profundas. El principal propósito de este ensayo es determinar los valores de las resistencias pico y residual tanto en material intacto como en discontinuidades, incluyendo las discontinuidades heredadas. El ensayo generalmente, se realiza en apiques. La mayoría de los ensayos se organizan en tal forma que el plano es horizontal e idealmente, el plano de corte debe ser paralelo a un grupo mayor de discontinuidades o coincidir lo más preciso posible con una discontinuidad mayor.

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

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

El equipo para realizar el ensayo de corte directo en campo consiste de pesos, apoyos y gatos hidráulicos. Durante el ensayo el alineamiento de la carga vertical debe mantenerse a medida que avanza el desplazamiento de corte.

Ensayo de penetración estandar

En el ensayo de penetración estandar se entierra un tubo partido, aplicando golpes con un martillo de 63 Kg. que cae de una altura de 750 mm. El número de golpes requerido para enterrar el tubo 300 mm. se denomina N de penetración estándar. Con el número de golpes se puede estimar el valor del ángulo de fricción interna ϕ' para arenas (Peck, 1974). También se puede obtener la densidad relativa y con esa densidad relativa obtener el valor de ϕ' (Schmertmann, 1975).

El ensayo de penetración estándar se desarrolló inicialmente para determinar la resistencia de suelos no cohesivos y la mayoría de las correlaciones que existen en la literatura son útiles solamente para gravas y arenas.

Stroud (1974) desarrolló una correlación muy útil del valor de N para arcillas duras y rocas blandas, en el Reino Unido. La relación de Stroud es la siguiente:

$c_u = 5N$ kPa. Esta correlación es utilizada para obtener la resistencia de suelos residuales arcillosos, cuando las profundidades del perfil de suelo no son mayores de 5 metros.

Ensayo de penetración de cono

En el ensayo de cono se introduce un cono con un ángulo θ , utilizando una fuerza Q. La resistencia al cortante es obtenida por la relación:

$$\tau = \frac{KQ}{h^2}$$

Donde:

h = Altura del cono

K = Constante que depende de θ y de Q

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

La utilización del ensayo de cono en suelos residuales es muy limitada, debido a la dificultad de penetración. Un desarrollo relativamente reciente es el piezocono, el cual mide la presión de poros, además de la resistencia no drenada (Figura 3.13).

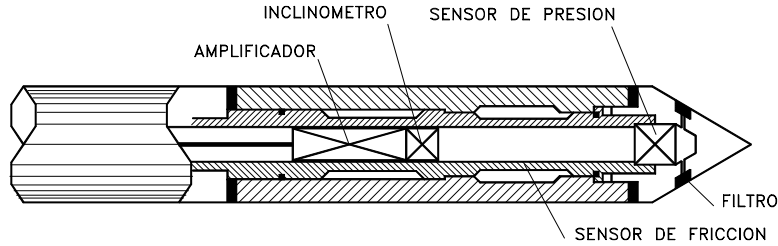


Figura 3.13 Detalle de un piezocono (Brenner 1997).

Ensayo de Veleta

En el ensayo de veleta se introduce una veleta en el suelo, se aplica un torque para producir la falla a lo largo de una superficie cilíndrica. La resistencia al cortante se obtiene igualando el torque al momento producido por los esfuerzos de cortante sobre la superficie cilíndrica.

La resistencia al cortante de una veleta de relación diámetro altura 1:2 está dada por la expresión:

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

Donde:

M = Torque

D = Diámetro de la veleta

Por ejemplo, una veleta de altura de 100 mm., diámetro de 50 mm., puede ser utilizada para resistencias de 50 a 70 kPa. De acuerdo a Andresen(1981), este es el menor tamaño posible para determinar la resistencia al cortante de arcillas blandas. Sin embargo, Blight(1970) ha utilizado una veleta de altura de 38 mm. para obtener la resistencia de suelos residuales duros.

Generalmente, la aplicación de estos ensayos es limitada a suelos saturados cohesivos en condiciones no drenadas, lo suficientemente blandos para permitir el hincado y rotación de la veleta. Sin embargo, se han realizado ensayos de veleta en suelos con resistencia pico hasta de 300 kPa (Blight 1969).

Los ensayos de veleta pueden realizarse en el fondo de excavaciones pre-perforadas o empujando la veleta en el suelo desde la superficie hasta la profundidad requerida. Este último procedimiento es muy difícil de realizar en suelos residuales.

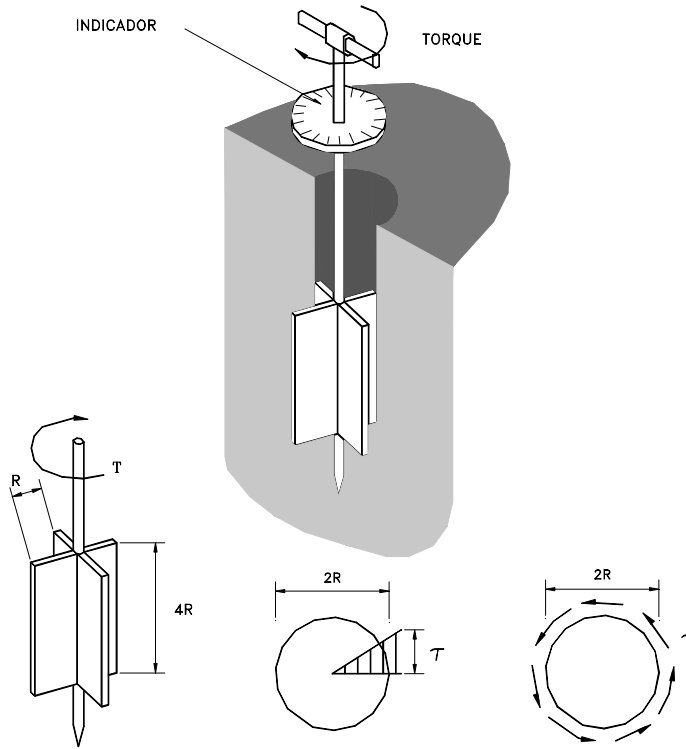


Figura 3.14 Detalle de un ensayo de veleta.

Presurómetro

El ensayo de Presurómetro también se le utiliza con algunas modificaciones para obtener la resistencia al cortante y las relaciones Esfuerzo – Deformación (Wroth, 1984). Pavlakis (1983), presentó resultados de muy buena co-relación entre el presurómetro y los ensayos triaxiales no consolidados no drenados.

Adicionalmente, existen ensayos de cortante realizados directamente en los sondeos, en la forma como se indica en el capítulo 2.

3.6 DIFERENCIAS ENTRE LAS RESISTENCIAS DE CAMPO Y DE LABORATORIO

Hay por lo menos seis factores que influyen en el por qué la resistencia de las muestras medida en el laboratorio es diferente a la resistencia en el campo (Skempton y Hutchinson, 1969). Entre ellas se encuentra la técnica del muestreo, orientación de la muestra, tamaño de muestra, rata de corte, ablandamiento después de remover la carga y falla progresiva. Adicionalmente, a los factores mencionados, la resistencia al cortante de un suelo depende también, del grado de saturación, el cual puede variar con el tiempo, en el campo. Debido a las dificultades en el análisis de datos de ensayo de

muestras no saturadas, generalmente en el laboratorio, las muestras se saturan con el objeto de medir las resistencias mínimas de cortante.

La orientación de las muestras es un factor muy importante en estabilidad de laderas, debido a que generalmente, los estratos de suelo poseen discontinuidades o fisuras y las fallas ocurren a lo largo de estas discontinuidades o juntas heredadas y este factor es difícil de tener en cuenta para la realización de ensayos de laboratorio.

Las predicciones de estabilidad basadas en resistencias de laboratorio pueden no ser confiables en muchos casos debido a la dificultad de obtener muestras realmente representativas, la medición de presiones reales de poros, el efecto de la fisuración y la resistencia gradual de resistencia con el tiempo especialmente en arcillas sobreconsolidadas y en suelos residuales de lutitas.

Tabla 3.3 Fuentes de deterioro de la muestra en suelos cohesivos (Jamiolkowski –1985)

Condición	Detalle	Observaciones
Alivio de esfuerzos	Cambio de esfuerzos debido a la excavación o sondeo.	La reducción de presión por el sondeo puede causar deformaciones excesivas en extensión. La sobrepresión puede causar deformaciones de compresión.
	Remoción del esfuerzo cortante in situ.	El resultado es el de unas deformaciones generalmente pequeñas.
	Reducción del esfuerzo de confinamiento	Expansión de gas (burbujas)
Técnicas de muestreo	Geometría de la muestra: diámetro, longitud, relación de áreas, efecto de los accesorios, pistones, tubos, etc.	Estas variables afectan el radio de recuperación, la adhesión a lo largo de las paredes de la muestra y el espesor de la zona remodelada a lo largo del perímetro de las muestras.
	Método de avance.	Es mejor una presión continua que el hincado a golpe.
	Método de extracción.	Para disminuir el efecto de succión en la parte baja de la muestra, es conveniente utilizar un rompedor de vacíos.
Procedimientos de manejo	Transporte.	Utilice un sistema adecuado de empaque y transporte. Evite golpes, cambios en temperatura, etc.
	Almacenamiento	Evite reacciones químicas, migración de agua debida al tiempo de almacenamiento, crecimiento de bacterias, cambios de volumen, etc.
	Extrucción y tallado	Minimice esfuerzos adicionales (hágalo con mucho cuidado).

Efecto de las técnicas de muestreo

El mejor sistema de toma de muestras es el de los bloques de gran diámetro; sin embargo, la obtención de este tipo de muestras es compleja y generalmente, las muestras se obtienen utilizando tubos Shelby o muestreadores de pared delgada con pistón. Incluso en el caso de que se obtengan muestras completamente inalteradas, el estado de esfuerzos de la muestra no corresponde al estado real en el campo. Los cambios de humedad, relación de vacíos y estructuras durante el muestreo y manejo de las muestras puede llevar a un estimativo pobre de la resistencia al cortante en el sitio.

Jamiolkowski (1985) presenta una descripción de las fuentes de alteración de las muestras en suelos cohesivos (tabla 3.3).

Anisotropía en la orientación de la muestra

La mayoría de los depósitos de suelos naturales y materiales residuales poseen un comportamiento anisotrópico con relación a la resistencia, permeabilidad y otras propiedades. Generalmente, los ensayos de laboratorio no tienen en cuenta esta Anisotropía y se miden las resistencias sobre determinados planos.

Falla progresiva

La magnitud de la resistencia movilizada a lo largo de una superficie de falla no es uniforme en toda su longitud. En un determinado momento la resistencia al cortante es excedida en una pequeña zona a lo largo de la superficie de falla. En esta forma se puede producir la falla parcial a lo largo de la superficie, produciéndose una acumulación de esfuerzos abajo del sector fallado, en tal forma que la falla progresa a la totalidad de la masa, habiéndose iniciado en un determinado punto. La resistencia pico es sobrepasada en algunos puntos antes que en otros. La posibilidad de falla progresiva depende del índice de fragilidad (Bishop, 1967).

$$I_b = \frac{s_p - s_r}{s_p}$$

Donde:

I_b = Índice de fragilidad

s_p = Resistencia pico

s_r = Resistencia residual

Entre mayor sea el índice de fragilidad, la posibilidad de falla progresiva aumenta.

Una vez la falla progresiva se inicia, puede continuar en forma lenta o rápida, de acuerdo a las características del movimiento y la estructura de los materiales.

3.7 RESISTENCIA DE SUELOS RESIDUALES Y SAPROLITOS

Los suelos residuales poseen un comportamiento complejo al cortante y es difícil obtener unos parámetros de resistencia que sean confiables para los análisis de estabilidad. Lo ideal es realizar ensayos de campo a escala grande, en tal forma que la escala del ensayo sea representativa de la del prototipo o en su defecto ejecutar un gran número de ensayos a pequeña escala en el campo y el laboratorio. De los ensayos de campo los más utilizados son el ensayo de penetración estándar, la penetración con cono y los ensayos de veleta, utilizando formas diferentes para determinar la resistencia en planos diferentes. De los ensayos de laboratorio los más comúnmente empleados son los triaxiales no consolidados no drenados y los ensayos de Corte directo.

A diferencia de los materiales homogéneos, cuya resistencia se puede considerar como una propiedad del material, en un suelo residual o un saprolito, las propiedades de los materiales son diferentes de un sitio a otro, aún dentro del mismo nivel del perfil estratigráfico. Esta característica es muy acentuada en formaciones residuales tropicales, donde el proceso de meteorización es intenso, heterogéneo y desigual. Los parámetros de resistencia obtenidos en los ensayos son diferentes para diferentes tipos de roca y dependen además, de la fracturación y meteorización (Figuras 3.15 a 3.17).

En las etapas iniciales de la meteorización se producen fragmentos de gran tamaño y en el proceso final se producen arcillas y entre estos dos extremos se van a encontrar en un mismo manto, una composición de mezclas de diferentes tamaños de grano. En topografía plana el suelo residual permanece en el sitio y en las áreas de pendiente se producen depósitos de coluvión.

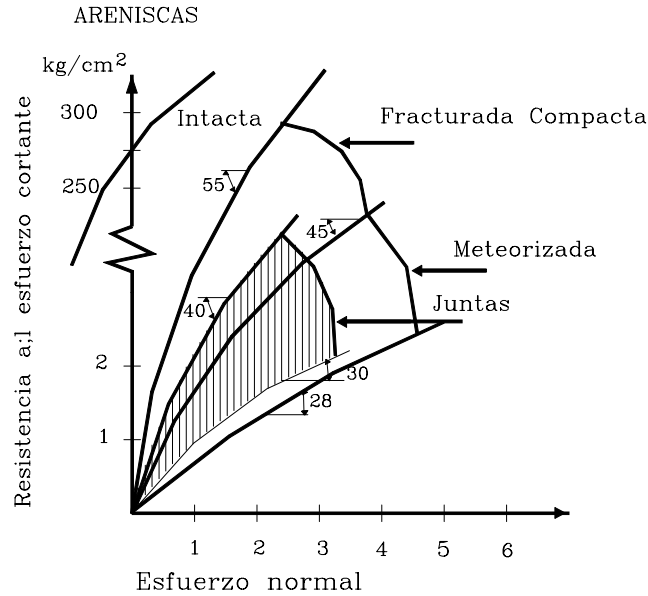


Figura 3.15 Ángulo de fricción en materiales residuales de areniscas.

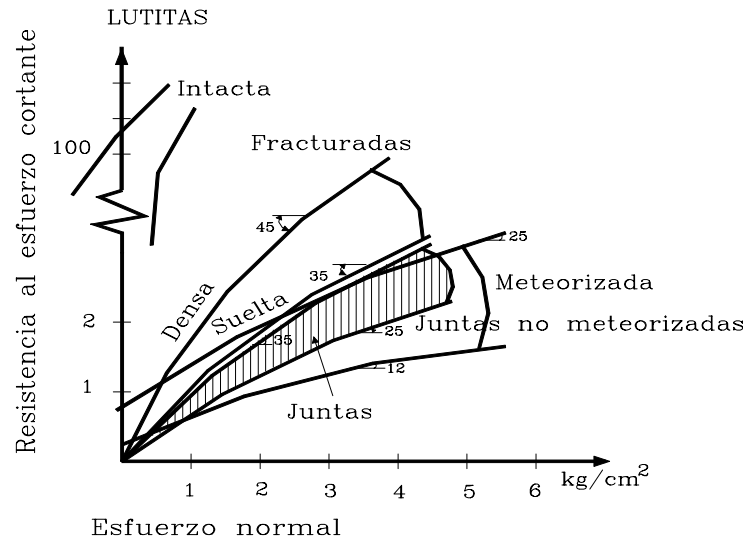


Figura 3.16 Ángulo de fricción en materiales residuales de lutitas.

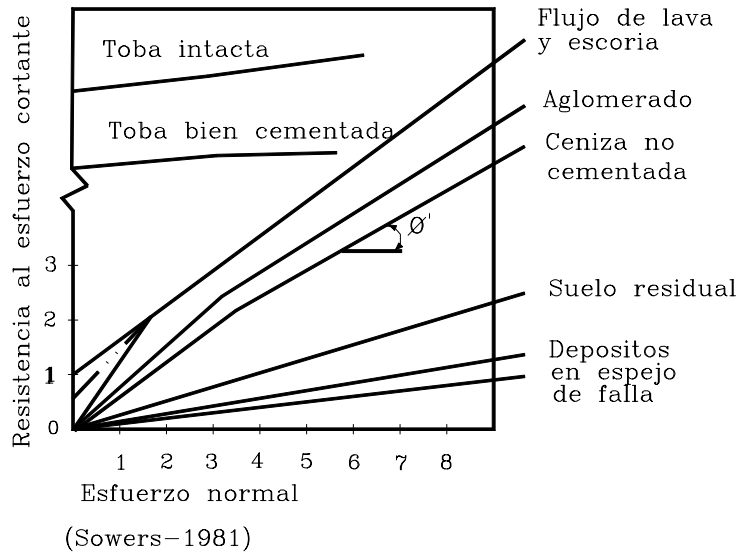


Figura 3.17 Angulo de fricción en materiales de origen volcánico.

Efecto de las discontinuidades

Debe tenerse en cuenta que, aunque la resistencia obtenida en los ensayos es hasta cierto nivel, determinada por la resistencia interna de la roca meteorizada o suelo residual, pero la estabilidad al deslizamiento puede depender de la resistencia a lo largo de las discontinuidades. Los ensayos en suelos residuales pueden presentar errores, debido a que la resistencia a lo largo del material intacto es superior a la resistencia a lo largo de las discontinuidades; por esta razón es muy importante que los ensayos de resistencia al cortante en el laboratorio se realicen a lo largo de las discontinuidades, tanto en los suelos residuales como en los saprolitos y rocas. Aún en un suelo residual muy meteorizado existen juntas o discontinuidades heredadas. Una solución a este problema es realizar una cantidad grande de ensayos y utilizar los valores más bajos obtenidos, los cuales generalmente, corresponden a la resistencia de las discontinuidades.

Blight (1969) muestra una comparación de las resistencias medidas de varias muestras de suelos en una lutita residual (Figura 3.18). El análisis de la información muestra las características dispersas de los resultados.

La comparación entre los diversos valores obtenidos muestra la evidencia de que la resistencia real está enteramente controlada por las discontinuidades. Esta resistencia está representada por el límite menor de resistencia medido en los ensayos. Otros análisis muestran que la resistencia medida de una muestra en un suelo duro fisurado como la arcilla de Londres se vuelve menos realista al disminuir su tamaño.

El tamaño de las muestras debe ser tal que debe contener varias veces la misma discontinuidad.

Es evidente que la resistencia de un suelo duro fisurado puede ser sobreestimado por factores hasta de cinco, si se escoge una muestra pequeña para ensayo.

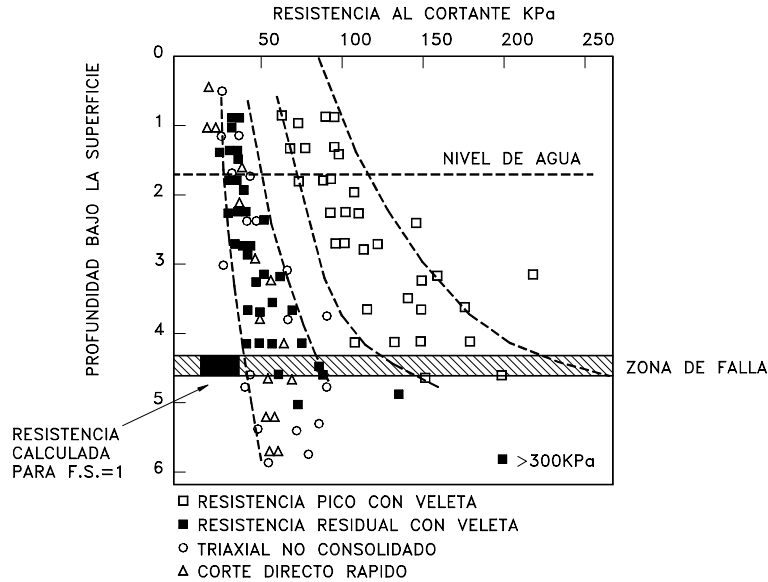


Figura 3.18 Resistencia de un suelo residual a varias profundidades de una lutita meteorizada (Blight, 1969).

Efecto de la humedad

Adicionalmente, en suelos residuales es común encontrar suelos parcialmente saturados, debido a que tienen alta porosidad y alta permeabilidad y pueden ocurrir cambios muy grandes de humedad entre las épocas seca y de lluvia. La resistencia al cortante en términos de esfuerzos totales es influenciada en forma muy importante por el contenido de agua (Foss 1977, O'Rourke y Crespo 1988).

3.8 RESISTENCIA AL CORTANTE DE ALGUNOS SUELOS COMUNES

La resistencia al cortante de los suelos naturales es muy influenciada por el proceso geológico de la formación del suelo.

Suelos no cohesivos saturados

Los suelos no cohesivos como la grava, arena, y limos no plásticos tienen un envolvente de falla que pasa por el origen, esto equivale a que $c' = 0$

Los valores de ϕ' varían de 27 a 45 grados, dependiendo de varios factores. Para un determinado suelo, el valor de ϕ' aumenta al aumentar la densidad relativa (Wu, 1996). Además ϕ' es afectado por la distribución de partículas y su forma. El valor de ϕ' de un suelo bien gradado puede ser varios grados mayor que la de un suelo uniforme del mismo tamaño y forma de partículas. Lo mismo se puede decir para un suelo compuesto por partículas angulares en comparación con un suelo de partículas

redondeadas. El efecto de la humedad es solamente de uno o dos grados (Lambe y Whitman, 1969, Holtz y Kovacs, 1981).

La envolvente de falla que es recta para presiones bajas, tiende a ser curva al aumentar las presiones de confinamiento. Aparentemente, las altas presiones de confinamiento causan rotura de los contactos entre los granos, lo cual resulta en un menor ángulo de fricción. Este factor es particularmente importante en arenas calcáreas (Datta, 1982).

Otro factor importante es la diferencia en los valores de ϕ' para los diferentes tipos de ensayo; por ejemplo, los ángulos de fricción en los ensayos Triaxiales tienden a ser 4 a 5 grados menores que en los ensayos de Corte Directo (Ladd, 1977).

Una arena o grava de las utilizadas en construcción puede considerarse que actúa en condición drenada, los cambios de volumen ocurren rápidamente y no se desarrolla presión de poros pero en arenas muy finas y limos, se desarrollan presiones grandes de poros, las cuales pueden producir el fenómeno de licuefacción, en el caso de sismos.

Arcillas normalmente consolidadas o ligeramente consolidadas

Debido a la baja permeabilidad de los suelos no granulares, las condiciones no drenadas o parcialmente drenadas son comunes. Un suelo arcilloso es considerado normalmente consolidado, si la presión de consolidación en el momento de la falla es igual o mayor que la presión de pre-consolidación.

Cuando se realiza una serie de ensayos drenados en arcillas normalmente consolidadas, la envolvente de falla pasa por el origen o sea que $c' = 0$.

Si se realizan ensayos consolidados no drenados, se desarrolla presión de poros y como resultado la resistencia al corte no drenado $s_u = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)$ será menor que la resistencia drenada.

Arcillas sobreconsolidadas

La resistencia pico de una serie de ensayos sobre arcillas sobreconsolidadas da un envolvente de falla con una cohesión relativamente alta. La envolvente de falla es una línea aproximadamente recta.

Los ensayos de laboratorio deben realizarse con presiones normales muy cercanas a las verdaderas, debido a que la experiencia muestra que la envolvente de falla, para la resistencia pico en arcillas sobreconsolidadas, es curva en la región de bajos esfuerzos y pasa por el origen.

Cuando se carga una arcilla sobreconsolidada en la condición drenada, la arcilla absorbe agua, lo cual produce un ablandamiento del material. En las arcillas sobreconsolidadas al igual que en las lutitas blandas, las fisuras y otras discontinuidades tienen gran influencia en la resistencia

Minerales

Los minerales masivos como el cuarzo, los Feldespatos y la calcita tienen altos valores de ϕ_r' muy cercanos a los valores de ϕ' pico. Mientras los minerales arcillosos muestran diferencias muy importantes entre ϕ' y ϕ_r' .

La mayor diferencia se ha encontrado en la Montmorillonita (Kenney, 1967), en la cual ϕ_r' fue 10 grados menor que ϕ' pico. La relación entre la composición mineralógica y ϕ_r' hace posible correlacionar este valor con el índice de plasticidad (Lupini, 1981 y Mesri y Cepeda, 1986). En la figura 3.19 se muestran las resistencias al corte de algunos minerales.

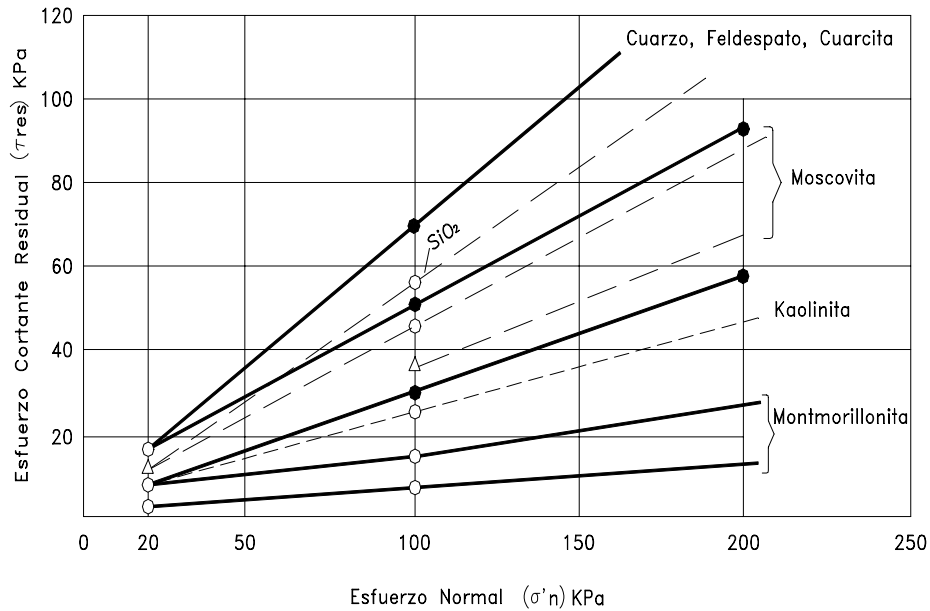


Figura 3.19 Resistencia al corte de diversos minerales.

Suelos muy sensitivos

La sensibilidad se define entre la resistencia pico de un suelo inalterado a la resistencia pico del mismo suelo remoldeado a una misma humedad. Las arcillas sensitivas se les conoce como arcillas rápidas, las cuales se encuentran especialmente en los países Escandinavos y la parte norte de Norteamérica.

Las envolventes de fallas para arcillas sensitivas varían en forma sustancial con las de los suelos arcillosos sueltos saturados, debido a que la estructura se destruye poco después de iniciada la deformación, esto produce altas presiones de poro que disminuyen la resistencia en la envolvente de falla.

3.9 RESISTENCIA AL CORTANTE DE ROCAS

La resistencia al cortante de macizos rocosos se analiza asumiendo que la roca se comporta de acuerdo a Mohr-Coulomb. La roca puede ser intacta o fracturada. Para ensayos de roca intacta se utiliza comúnmente el ensayo de Compresión Simple o inconfiada, en el cual se obtiene un valor de la cementación o cohesión, aunque existen formas de determinar el ángulo de fricción y cohesión de las rocas.

Como la resistencia al cortante de la roca intacta no es lineal, las características de resistencia dependen del nivel de fuerza normal. La compresión uniaxial es quizás, el ensayo más apropiado para la caracterización de rocas ígneas intactas.

Como puede observarse, el carbón es una de las rocas que presenta menor resistencia a la compresión.

Otro ensayo utilizado en algunos casos es el de Compresión Triaxial. Sin embargo, la estabilidad de los taludes en roca fracturada o saprolito depende generalmente, de la

resistencia a lo largo de las discontinuidades y por lo tanto se debe hacer esfuerzos por ensayar muestras a lo largo de las fracturas, juntas o planos de estratificación.

Existen anillos de corte diseñados específicamente para determinar la resistencia a lo largo de discontinuidades. Existen normas de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas para el ensayo sobre discontinuidades.

Tabla 3.4 Valores típicos de parámetros de resistencia para rocas (Hoek y Bray, 1981)

Tipo de roca	Peso unitario seco kN/m ³	Cohesión (Mpa)	Angulo de fricción (°)
Rocas ígneas duras: granito basalto	25-30	35-55	35-45
Rocas metamórficas: cuarcita, neiss, pizarras.	25-28	20-40	30-40
Rocas sedimentarias duras: caliza, dolomita, arenisca.	23-28	10-30	35-45
Rocas sedimentarias blandas: arenisca, lutitas, limolitas.	17-23	1-20	25-35

Tabla 3.5 Resistencias típicas de rocas en N/mm²

Roca	Compresión	Tensión	Cortante
Granito	100-250	7-25	14-50
Diorita	150-300	15-30	-
Dolerita	100-350	15-35	25-60
Gabro	150-300	15-30	-
Basalto	150-300	10-30	20-60
Arenisca	20-170	4-25	8-40
Lutita	5-100	2-10	3-30
Caliza	30-250	5-25	10-50
Dolomita	30-250	15-25	-
Carbón	5-50	2-5	-
Cuarcita	150-300	10-30	20-60
Neiss	50-200	5-20	-
Marmol	100-250	7-20	-
Pizarra	100-200	7-20	15-30

Tabla 3.6 Competencia de la roca de acuerdo al ensayo de Compresion uniaxial.

Compresión uniaxial en N mm ⁻²	Competencia de la roca
5 a 20	Muy débil
20 a 40	Débil
40 a 80	Resistencia mediana
80 a 160	Dura
160 a 320	Muy dura

Tabla 3.7 Angulos de fricción típicos de rocas (Wyllie 1996)

Fricción	Angulo de fricción(grados)	Roca
Baja	20 a 27	Esquistos con alto contenido de mica y Lutitas
Media	27 a 34	Areniscas, limolitas, Neiss, pizarras
Alta	34 a 40	Basalto, granito, caliza, conglomerado

Tabla 3.8 Angulos de fricción obtenidos en rocas en Italia (Giani, 1992)

Roca	Grados
Basalto	40-42
Calcita	40-42
Arenisca compacta	34-36
Caliza dolomita	30-38
Esquisto filitico	26-36
Esquisto grafitoso	21-23
Yeso	34-35
Cuarcita micácea	38-40
Esquisto micáceo	28-30
Neiss	39-41
Lutita	28-39
Esquisto talco	20-30

Para la correcta interpretación de los ensayos, es importante que se realice una descripción muy clara de la discontinuidad antes y después de la falla. Se sugiere tomar fotografías utilizando luz reflectora de bajo ángulo para enfatizar la aspereza y se debe indicar la naturaleza y mineralogía de las superficies y materiales dentro de la discontinuidad.

Los perfiles de aspereza son muy importantes, así estos no se utilicen en los cálculos de estabilidad.

Aspereza

La aspereza de las superficies de roca tiene un efecto significativo sobre el ángulo de fricción. Estas irregularidades de la superficie que se les llama Asperitas producen un entrelace entre las superficies de las fracturas que incrementa la resistencia al deslizamiento. Las Asperitas pueden ser consideradas en su forma más simple como una serie de dientes de sierra.

La resistencia al cortante puede considerarse:

$$\tau = \sigma' \tan(\phi + i)$$

Donde i es la inclinación de los dientes de sierra, como se muestra en la figura 3.20, en la cual también se puede observar cómo las Asperitas pueden cortarse con una subsecuente reducción del ángulo de fricción a altos niveles de esfuerzo de compresión. Una fractura rugosa que inicialmente tiene un ángulo de fricción $\phi + i$ conocida como resistencia pico, disminuye su ángulo de fricción, a un ángulo de fricción residual. Cuando las paredes de la discontinuidad se encuentran inalteradas el ángulo de fricción residual es igual al ángulo de fricción pico.

El ángulo de fricción residual ϕ_r para la mayoría de las rocas varía generalmente, entre 25 y 30 grados.

Cuando se mide el ángulo de la rugosidad, es necesario decidir cual es la longitud de onda de las Asperitas. Las asperitas con longitudes de onda de 50 a 100 milímetros, se les llama Asperitas secundarias y pueden tener un ángulo i tan alto como 20 o 30 grados.

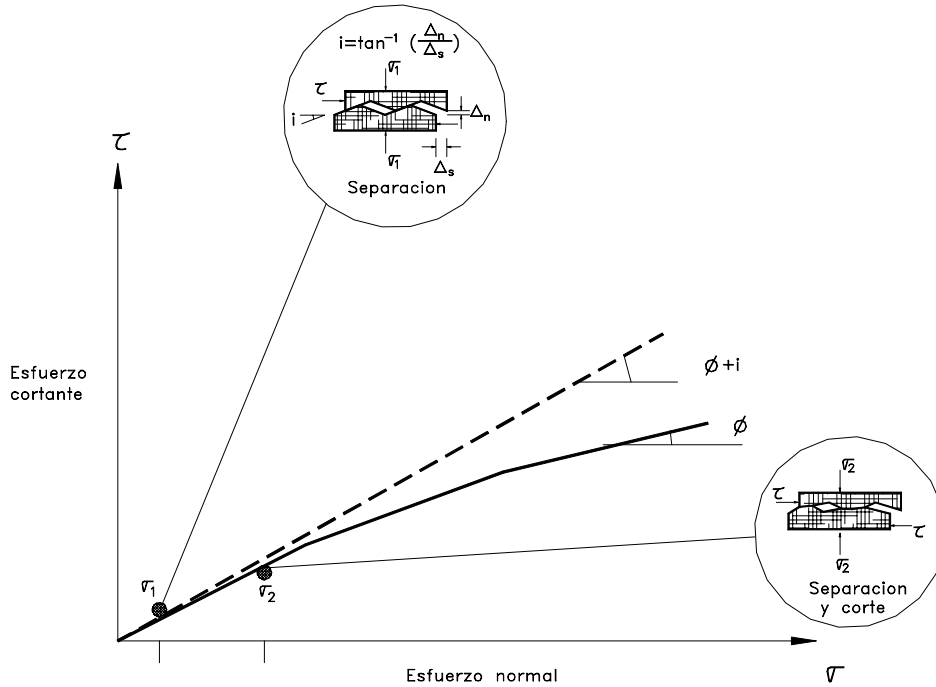


Figura 3.20 Efecto de la rugosidad en el ángulo de fricción.

Con el aumento de la longitud de onda de las asperitas, el ángulo i disminuye y es así como para una longitud de onda de 500 mm o mayor, conocidas como asperitas de primer orden, el ángulo i es no mayor de 10 o 15 grados.

Generalmente, para taludes no reforzados, la estabilidad debe analizarse considerando solamente las asperitas de primer orden pero en los casos de rocas ancladas con tendones de acero o pernos, las asperitas de segundo orden van a contribuir en forma importante a la resistencia al cortante del macizo rocoso.

Para cuantificar la relación entre el ángulo de fricción total ($\phi + i$), la resistencia de la roca y la presión normal Barton (1976) definió la siguiente ecuación empírica:

$$\tau = \sigma \tan \left[\phi + JRC \log_{10} \left(\frac{\sigma_j}{\sigma'} \right) \right]$$

Donde:

- JRC = Coeficiente de rugosidad de la junta (Figura 3.21)
- σ_j = Resistencia a la compresión de la roca en la superficie de la fractura
- σ' = Esfuerzo normal efectivo.

La rugosidad de la fractura JRC se puede obtener por medio de ensayos de Corte Directo.

El término $JRC \log_{10} (\sigma_j / \sigma')$ equivale al ángulo i . Cuando se tienen altos niveles de esfuerzos normales, este ángulo tiende a cero.

La suma de $\phi + i$ no debe exceder 70 grados y el rango de σ_j / σ' generalmente, varía entre 3 y 100.

La ventaja de utilizar el criterio de Barton es la facilidad para determinar los parámetros que controlan la ecuación.

Barton consideró que la resistencia la cortante de las discontinuidades son la suma de tres componentes:

- a. Un componente de fricción básico dado por ϕ_r .
- b. Una componente geométrica, controlada por la rugosidad JRC .
- c. Una componente de la falla de las asperitas, controlada por σ_j / σ' .

Relleno de las fracturas

Cuando las fracturas están rellenas de materiales, como podría ser calcita o arcilla, este relleno tiene un efecto significativo en la estabilidad, por ejemplo en el deslizamiento del Vaiont en Italia que produjo la muerte de más de 2.000 personas, la presencia de arcilla de baja resistencia dentro de los planos de estratificación de las lutitas, fue un factor decisivo en el movimiento.

La resistencia del relleno de las fracturas depende de los siguientes elementos:

- a. Mineralogía del material del relleno.
- b. Gradación y tamaño de las partículas.
- c. Contenido de agua y permeabilidad.
- d. Movimientos anteriores.
- e. Rugosidad de las paredes.
- f. Ancho.
- g. Fracturación de las paredes.
- h. Grado de meteorización.
- i. Potencial de expansión del relleno.

El efecto del relleno sobre la resistencia al cortante depende de la resistencia y del espesor del material del relleno; por ejemplo, si el espesor es más del 25% de la amplitud de las asperitas no habrá contacto roca a roca y la resistencia al cortante de la fractura es igual a la del relleno (Goodman, 1970).

En el caso de rellenos de arcillas tales como Montmorillonita y Bentonita, los ángulos de fricción pueden ser tan bajos como 8 grados y las cohesiones de cero a 20 kPa.

En el caso de fallas o fracturas en rocas tales como Granito, Diorita, Basalto o Caliza, adicionalmente a la Arcilla se presentan fragmentos granulares que pueden producir ángulos de fricción entre 25 y 45 grados y cohesiones de cero a 100 kPa.

Las fracturas en los granitos tienden a tener ángulos de fricción más altos que aquellos de rocas granulares finas como las calizas.

Las resistencias residuales en todos los casos tienden a ser menores que los valores indicados. Las fracturas rellenas pueden dividirse en dos categorías generales, dependiendo si ha habido o no desplazamiento previo de la fractura (Barton, 1974).

Las fracturas recientemente desplazadas incluyen fallas, zonas de corte y milonitas. En las fallas el relleno se forma por el mismo proceso de corte y puede incluir partículas del tamaño de arcilla y otra serie de partículas mayores, en contraste, las milonitas son fracturas que fueron originalmente áreas de arcilla y a lo largo de la cual ocurrieron procesos de deslizamiento o bandeamiento. Para estos tipos de fractura, la resistencia al cortante es muy cercana a la resistencia residual (Figura 3.22).

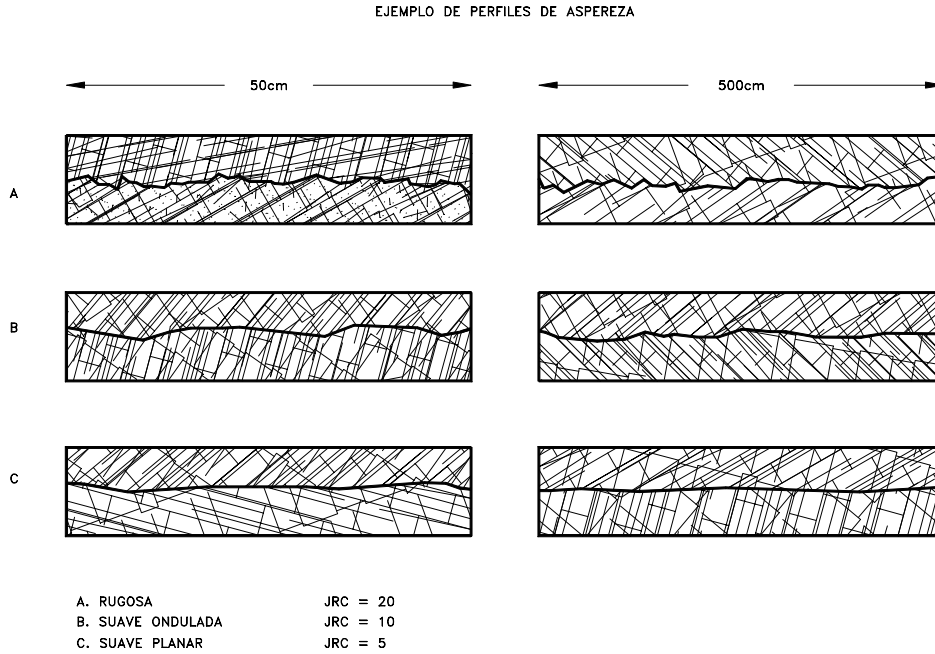


Figura 3.21 Coeficientes de rugosidad JRC (Barton 1976).

En fracturas que no han tenido movimiento previo se incluyen rocas ígneas y metamórficas meteorizadas a lo largo de las fracturas, formando capas de arcilla, por ejemplo, la diabasa se meteoriza a Anfibolita y eventualmente a arcilla.

Otros casos son las intercalaciones de arcillolitas y areniscas. Alteraciones hidrotérmicas y otros procesos pueden formar rellenos que pueden incluir materiales de baja resistencia como Montmorillonita o materiales de resistencia mayor tales como cuarzo o calcita.

Los rellenos de fracturas no desplazadas pueden dividirse en materiales NC y OC, los cuales tienen diferencias significativas en los valores de resistencia pico.

En los rellenos OC la resistencia puede ser alta pero puede existir una disminución fuerte por ablandamiento, expansión, cambios de presión de poros al descargarse.

Las descargas ocurren cuando se excava roca para un talud o fundación. Estas pérdidas de material también ocurren por desplazamiento en materiales frágiles como es la Calcita.

Ensayos de laboratorio

El ángulo de fricción de una fractura de roca puede ser determinado en el laboratorio utilizando un ensayo de Corte Directo. Los datos más confiables son los obtenidos con muestras que tienen superficie plana y poco irregular que permite una fácil interpretación de los resultados. Cada muestra es generalmente, ensayada tres o cuatro veces con cargas normales mayores.

Hoek desarrolló un equipo de Corte Directo de laboratorio para determinar la resistencia de las discontinuidades (Hoek, 1983).

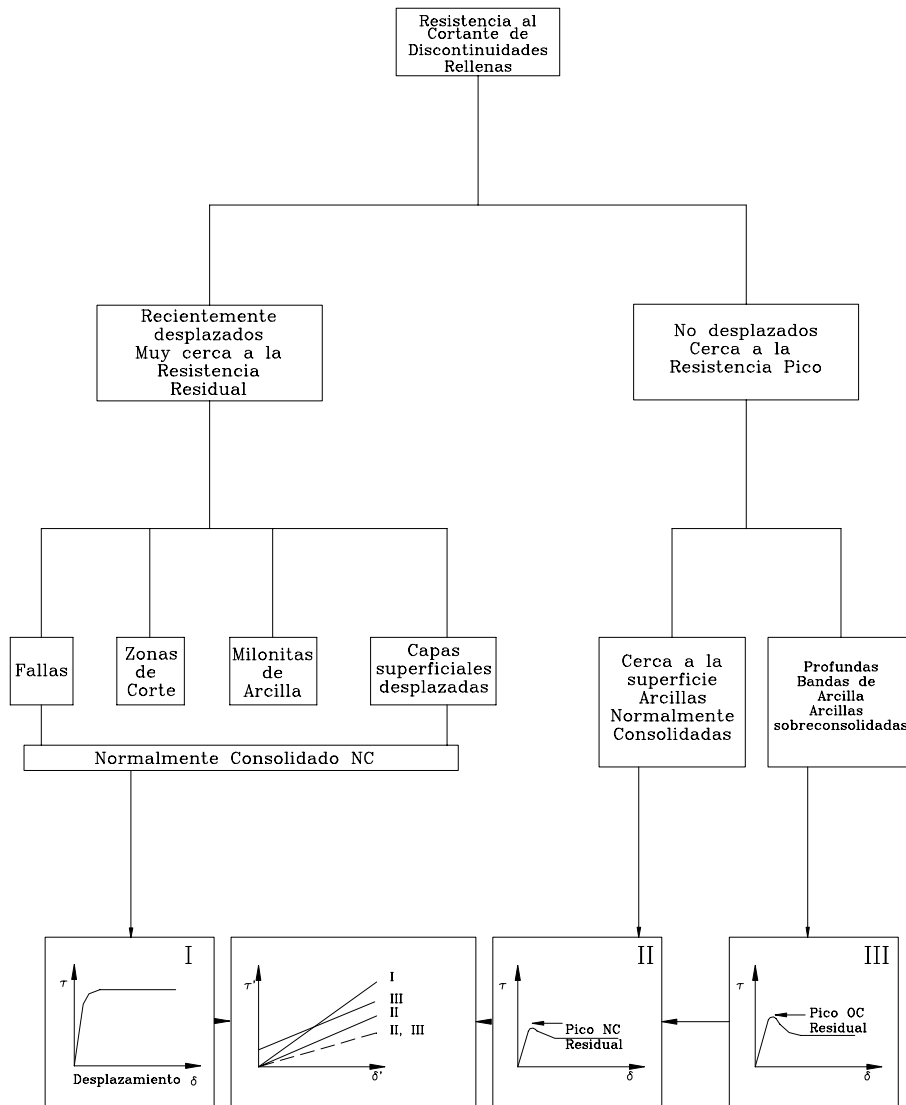


Figura 3.22 Clasificación de discontinuidades rellenas.

Condiciones de resistencia

La resistencia al cortante depende de las condiciones geológicas. De acuerdo a Wyllie y Norrish(1996) existen cinco condiciones así:

1. Fractura rellena

Si el relleno es de arcilla el ángulo de fricción tiende a ser bajo pero puede existir alguna cohesión si el material es inalterado, pero si el relleno es Calcita u otro material cementado, la resistencia a la cohesión puede ser alta.

2. Fractura lisa

Una fractura lisa y limpia no posee cohesión y la fricción depende de las características de la superficie de la roca, siendo generalmente baja en rocas de grano fino y alta en rocas de grano grueso.

3. Fractura rugosa

La fractura rugosa limpia no tiene cohesión y la fricción posee dos componentes: Una debida a la aspereza (i) y otra debida a la fricción propiamente dicha, la cual depende de la relación entre la resistencia de la roca y la presión normal. Al aumentar la presión normal, las asperezas son progresivamente cortadas y el ángulo de fricción disminuye.

4. Roca dura fracturada

En este caso la superficie de corte queda parcialmente en roca relativamente intacta y parcialmente en discontinuidades y la resistencia al cortante posee una superficie curva. A presiones bajas de confinamiento los fragmentos de roca pueden moverse y rotar, presentándose una cohesión baja pero una fricción relativamente alta. A presiones normales altas los fragmentos de roca se pueden desmoronar y el ángulo de fricción disminuye. La forma de la envolvente de falla depende del grado de fracturación y de la resistencia de la roca intacta.

5. Roca intacta débil

Algunas rocas están compuestas por materiales débiles, pero al no presentar fracturas poseen una cohesión alta, similar a la de una roca dura fracturada.

En rocas los ángulos de fricción pueden alcanzar valores de hasta 70° para las discontinuidades cerradas rugosas pero puede tener valores tan bajos como 5° en juntas lisas rellenas de arcilla. Al existir una fracturación demasiado extensiva, el valor de la fricción de la masa rocosa baja considerablemente.

La cohesión de la roca intacta varía generalmente de 1 a 1.000 kilogramos por centímetro cuadrado dependiendo de la calidad de la roca.

REFERENCIAS

- Andresen, A. (1981) "Exploration, sampling and in situ testing of soft clay". In E.W. Brand & R.P. Brenner (eds), *Soft Clay Engineering*. Amsterdam: Elsevier, pp. 241-308.
- Barton, N.R. (1974). "A Review of the shear strength of filled discontinuities in rock". Publication 105. Norwegian geotechnical Institute, Oslo, 38 p.
- Barton, N.R. (1976). "The shear strength of rock and rock joints". *International Journal of rock mechanics and mining sciences & Geomechanics abstracts*, Vol. 13, pp. 255-279.
- Bishop, A.W., 1967 "Progressive failure – with special reference to the mechanism causing it", Panel discussion, *Proceeding geotechnical conference*, Oslo, Vol.2, p. 152
- Blight, G.E. (1969) "Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Div." *Foundation failures of four rockfill slopes*. ASCE 95 (SM3): Pp.743-767.

- Blight. G.E. , Brackley, I.J. Van Heerden, A. (1970) "Landslides at Amsterdamhoek and Bethlehen – an examination of the mechanics of stiff fissured clays". The civil Engineer in South Africa, June: 129-140.
- Bowles, J.E. (1986) "Engineering properties of soils and their measurement" , McGraw Hill Book Co. New York.
- Brenner R.P.,Garga V.K.,Blight G.E.(1997) . "Shear Strength behaviour and the measurement of shear strength in Residual Soils. Mechanics of Residual Soils .Bligh G.E. Editor ,Balkema. pp.155-220.
- Cheung, C.K. , Greenway, D.R., Massey, J.B. (1988) "Direct shear testing of a completely decomposed granite". Proc. 2nd Int. Conf. Geomechanics in Tropical Soils, Singapore 1: 119-126.
- Clayton, C.R.I., Hight D.W., Hopper R.J., (1992). "Progressive restructuring of bothkennar clay: Implications for sampling and reconsolidation procedures". Geotechnique, Vol. 42, No. 2, pp. 219-240.
- Datta, M., Gulhati S.K., Rao G.V.. (1982). "Engineering Behaviour of carbonate soils of India and some observations on classification of such soils". In Geotechnical properties, Behaviour, and performance of calcareous soils, Special Technical Publication 777, ASTM, Philadelphia, Pa., pp. 113-140.
- Fell R., Jeffery R.P. (1987) "Determination of drained shear strength for slope stability analysis". Soil Slope instability and stabilisation, Walker & Fell (eds), Balkema, pp. 53-70.
- Foss, I. (1977). "Red soil from Kenya as a foundation material". In Proc., Eighth international conference on soil mechanics and foundation engineering, Moscow, vol.2, pp. 73-80.
- Fredlun. D.G. , Morgenstern N.R., , Widger A. (1978), "Shear strength of unsaturated soils", Canadian geotechnical Journal, Vol. 15, No.3, pp. 313-321.
- Garga, V.K. (1988) "Effect of sample size on shear strength of basaltic residual soils". Canadian Geotechnical Journal 25: pp. 478-487.
- Geotechnical Engineering Office. (1979) "Geotechnical manual for slopes". Civil engineering department Hong Kong. 306 p.
- Giani G.P. (1992) "Rock slope stability analysis". A.A. Balkema, 361 p.
- Goodman, R.E. (1970). "The deformability of joints. In determination of the in situ modulus of deformation of rock". Special Technical Publication 477, ASTM, Philadelphia, Pa., pp. 174-196.
- Hawkins, A.B. (1996) "Observation and analysis of the ground conditions in the Jurassic landslip terrain of southern Britain". Proceedings of the seventh International Symposium on landslides, Trondheim, pp. 3-16.
- Head, K.H. (1982) "Manual of soils laboratory testing" Vol. 2. Permeability, shear strength and compressibility tests. Pentech Press, 747 p.
- Hoek E. , Bray J.W. (1981) "Rock slope engineering", 3er. Edic. IMM, London, 358 p.
- Hoek E. (1983) "Strength of jointed masses. Geotechnique, 33 (3), pp. 187 - 223.
- Kenney, T.C. (1967), "The influence of mineral composition on the residual strenght of natural soils". In Proc., Geotechnical conference on shear strength properties of natural soils and rocks, Osla, Vol. 1, pp. 123-129.
- Ladd, C.C. , Lambe T.W., (1964), "The strength of "Undisturbe" Clay determined from undrained tests". In Proc., Symposium on laboratory shear Testing of soils, Ottawa, Canadá, Special Technical Publication 361, ASTM, Philadelphia, Pa., pp. 342-371.
- Ladd, C.C., Foott R., Ishihara K., Schloseer F., Poulos H.G.. (1977), "Stress Deformation and strength characteristics". In Proc., Ninth international conference on soil mechanics and foundation engineering, Tokyo, Vol. 2, pp. 421-494.
- Lambe, T.W., Whitman R.V. (1969). Soil mechanics. John Wiley & Sons, New York, 553 pp.
- Lee, T.S. (1996) "Laboratory testing an interpretation". Slope stability and stabilization methods. Wiley-Interscience, pp. 253-336.
- Lupini, J.F., Skinner A.E. Vaughan P.R., (1981). "The drained residual strength of cohesive soils". Geotechnique, Vol. 31, No. 2, pp. 181-214.
- Mesri, G., Cepeda-Dfiaz. A.F., (1986), "Residual Shear strength of Clays and shales". Geotechnique, Vol. 36, No.2, pp. 269-274.
- O'Rourke, T.D., Crespo E. (1988). "Geotechnical properties of cemented volcanic soil". Journal of geotechnical engineering, ASCE. Vol. 114, No. 10, pp. 1126-1147.
- Pavlakis, M. (1983) "Prediction of foundation behaviour in residual soils from pressuremeter tests". PhD Thesis, Witwatersrand University, Johannesburg.
- Peck, R.B., Hanson W.E., Thornburn TH.H. (1974). "Foundation engineering" ., 2nd. Ed. John Wiley & Sons, New York, 514 p.
- Schmertmann, J.H. (1975). "Measurement of in situ shear strength". In Proc., Conference on in situ measurement of soil properties, Raleigh, N.C. American Society of civil engineers, New York, Vol.2, pp. 57-138.
- Skempton A.W., Hutchinson J.N., (1969), "Stability of Natural slopes and Embankment foundations," 7th. International conference on soil mechanics and foundation engineering, Mexico City, State of the Art. volumen, pp. 291-340.

- Stroud, M.A. (1974) "The Standard Penetration Test in insensitive clays and soft rocks". Proc. European Symp. On Penetration Testing (ESOPT) Stockholm 2(2): 367-375.
- Winterkorn H.F. Fang H. (1991). "Soil Technology and Engineering properties of soils" Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold, New York pp. 88-143.
- Wroth, C.P. (1984), "The interpretation of in situ soil tests". Geotechnique, Vol. 34, No. 4, pp.449-489.
- Wu T.H. (1996), "Soil strength properties and their measurement". Landslides Investigation and mitigation Special Report 247 Transportation research Board Washington, pp.319- 336.
- Wyllie D.C., (1996) Norrish N.I. "Rock Strength properties and their measurement" Landslides Investigation and mitigation Special Report 247 Transportation research Board Washington, pp. 373-390.

4 Modelos de Análisis de Estabilidad

4.1 INTRODUCCION

Es práctica común en ingeniería definir la estabilidad de un talud en términos de un factor de seguridad (FS), obtenido de un análisis matemático de estabilidad. El modelo debe tener en cuenta la mayoría de los factores que afectan la estabilidad. Estos factores incluyen geometría del talud, parámetros geológicos, presencia de grietas de tensión, cargas dinámicas por acción de sismos, flujo de agua, propiedades de los suelos, etc., los cuales se analizaron en el capítulo 2. Sin embargo, no todos los factores que afectan la estabilidad de un talud se pueden cuantificar para incluirlos en un modelo matemático. Por lo tanto, hay situaciones en las cuales un enfoque matemático no produce resultados satisfactorios. A pesar de las debilidades de un determinado modelo, determinar el factor de seguridad asumiendo superficies probables de falla, permite al Ingeniero tener una herramienta muy útil para la toma de decisiones.

Se pueden estudiar superficies planas, circulares, logarítmicas, parabólicas y combinaciones de ellas. La mayoría de los trabajos que aparecen en la literatura sobre el tema asumen que el suelo es un material isotrópico y han desarrollado métodos de análisis de superficies circulares o aproximadamente circulares principalmente. Sin embargo, el mecanismo de falla en materiales residuales, donde aparece el suelo, la roca meteorizada y la roca sana, así como formaciones aluviales y coluviales no isotrópicas requieren de nuevos enfoques y del estudio de superficies de falla no simétricas. En los últimos años se han desarrollado algunos modelos de superficies de falla con forma no geométrica, pero se requiere todavía de un gran esfuerzo de investigación en este tema.

Condiciones drenadas o no drenadas

Las fallas de los taludes pueden ocurrir en condiciones drenadas o no drenadas. Si la inestabilidad es causada por cambios en la carga, tal como la remoción de materiales de la parte baja del talud o aumento de las cargas en la parte superior, en suelos de baja permeabilidad, estos pueden no tener tiempo suficiente para drenar durante el tiempo en el cual ocurre el cambio de carga. En ese caso se dice que las condiciones son no drenadas.

Generalmente, los suelos tienen permeabilidades suficientes para disipar las presiones de poro en exceso y se comportan en condiciones drenadas.

Para ratas normales de carga, que equivalen a meses o semanas, suelos con permeabilidades mayores de 10^{-4} cm/seg., se pueden considerar drenadas y suelos con permeabilidades menores de 10^{-7} cm/seg., se consideran no drenadas. Mientras las permeabilidades intermedias se consideran parcialmente drenadas.

Duncan (1996) recomienda que para los taludes en los cuales la causa de la falla es el aumento de la presión de poros debida a las lluvias, el problema debe analizarse como condición drenada.

Para determinar las condiciones de drenaje Duncan (1996) sugiere utilizar la siguiente expresión:

$$T = \frac{C_v t}{D^2}$$

Donde:

T = Factor adimensional

C_v = Coeficiente de consolidación

t = Tiempo de drenaje

D = Longitud del camino de drenaje o distancia de salida del agua al cambio de presiones.

Si T es mayor de 3 la condición es drenada.

Si T es menor de 0.01 la condición es no drenada.

Si T está entre 0.01 y 3.0 ocurre drenaje parcial durante el tiempo de cambio de cargas.

En este caso deben analizarse ambas condiciones. El caso drenado y el caso no drenado.

Análisis con esfuerzos totales o efectivos

Los problemas de estabilidad de taludes pueden analizarse suponiendo sistemas de esfuerzos totales o efectivos. En principio, siempre es posible analizar la estabilidad de un talud utilizando el método de presión efectiva, porque la resistencia del suelo es gobernada por las presiones efectivas tanto en la condición drenada, como en la condición no drenada. Pero en la práctica sin embargo es virtualmente imposible determinar con precisión cuales son los excesos de presión de poro que se van a generar por los cambios en las cargas (excavaciones, colocación de rellenos o cambios en el nivel de agua). Debido a esta razón no es posible desarrollar análisis precisos de estabilidad en estas condiciones, utilizando procedimientos de esfuerzos efectivos. Sin embargo, se puede trabajar todo el análisis utilizando presiones efectivas, sin que se requiera especificar los valores de los excesos de poro en las condiciones no drenadas.

Resistencias al cortante

La resistencia al cortante para utilizar en los análisis puede ser medida de dos formas:

- a. En el laboratorio o en ensayos de campo, en tal forma que las cargas aplicadas, sean lo suficientemente lentas para que se produzca drenaje.
- b. En el laboratorio utilizando ensayos consolidados no drenados.

Los envolventes de falla determinadas usando estos dos métodos se han encontrado que son las mismas para todos los fines prácticos (Bishop y Bjerrum, 1960).

Estudios realizados por Skempton revelan que las resistencias drenadas pico de arcillas sobreconsolidadas duras, son mayores en el laboratorio que las resistencias drenadas que pueden ser movilizadas en el campo en un periodo de tiempo.

Skempton recomienda realizar los ensayos remoldeando la arcilla en el laboratorio a un contenido de agua cercano al límite líquido, reconsolidándolo en el laboratorio y midiendo la resistencia en una condición normalmente consolidada. En los casos en los cuales ya ha ocurrido la falla del talud, se recomienda utilizar las resistencias residuales (Skempton, 1970,1977,1985).

Para suelos parcialmente saturados tales como arcillas compactadas o suelos arcillosos por encima del nivel freático, las resistencias no drenadas deben obtenerse utilizando ensayos no consolidados no drenados en muestras con el mismo grado de saturación que el suelo en el campo. La envolvente de falla para esos suelos generalmente, es curva y por lo tanto es importante utilizar el mismo rango de presiones de confinamiento en los ensayos de laboratorio que en el campo.

Para suelos que son completamente saturados, el ángulo de fricción para condiciones no drenadas es igual a cero. La resistencia no drenada para suelos saturados puede ser determinada de ensayos no consolidados no drenados.

Pesos unitarios y presiones de poro

Los problemas de estabilidad de taludes pueden formularse correctamente en términos de esfuerzos totales, utilizando pesos unitarios totales y límites externos de presión de poros.

Los pesos unitarios totales son pesos húmedos por encima del nivel freático y saturados por debajo del nivel freático. En el caso de que se utilicen pesos sumergidos, se debe ignorar la presencia de nivel freático.

Las condiciones de presión de poros son generalmente, obtenidas de las características de las aguas subterráneas y pueden especificarse para los análisis utilizando los siguientes métodos:

1. Superficie freática

Esta superficie o línea en dos direcciones se define como el nivel libre del agua subterránea. En una superficie freática la presión de poros es calculada de acuerdo a las condiciones de estado de régimen permanente (Steady-state), de acuerdo al diagrama que se muestra en la figura 4.1. Este concepto se basa en la suposición de que todas las líneas equipotenciales sean ortogonales. Entonces, si la inclinación del segmento de superficie freática es θ y la distancia vertical entre el punto y la superficie freática es h_w , entonces la presión de poros está dada por la expresión $u = \gamma_w (h_w \cos^2 \theta)$

En el caso de líneas freáticas de gran pendiente, el cálculo anterior puede resultar sobre estimado y se requiere tener en cuenta que las líneas equipotenciales tienden a ser curvas.

2. Datos piezométricos

Es la especificación de presiones de poros en puntos discretos dentro del talud y la utilización de un esquema de interpolación para estimar las presiones de poro requeridas a cualquier punto. Las presiones piezométricas pueden determinarse mediante piezómetros, redes de flujo o soluciones numéricas, utilizando diferencias finitas o elementos finitos. Aunque este sistema está disponible solamente en muy pocos de los programas de computador existentes, se recomienda por su confiabilidad para representar las condiciones reales en el campo (Chugh, 1981).

3. Relación de presión de poros

Este es un método muy simple y popular para normalizar el valor de la presión de poros en un talud de acuerdo a la definición:

$$r_u = \frac{u}{\sigma_v}$$

Donde:

u = Presión de poros

σ_v = Esfuerzo total vertical del suelo a una profundidad z .

Este factor se implementa fácilmente, pero la mayor dificultad está asociada con la asignación de este parámetro a diferentes partes del talud. En ocasiones, el talud requiere de una extensiva subdivisión en regiones con diferentes valores de r_u .

4. Superficie piezométrica

Esta superficie se define para el análisis de una determinada superficie de falla. Debe tenerse claridad en que la superficie piezométrica no es la superficie freática y que el método de calcular la presión de poros es diferente para los dos casos. En la superficie piezométrica, la presión de poros es la distancia vertical entre la superficie piezométrica indicada y el punto (figura 4.1).

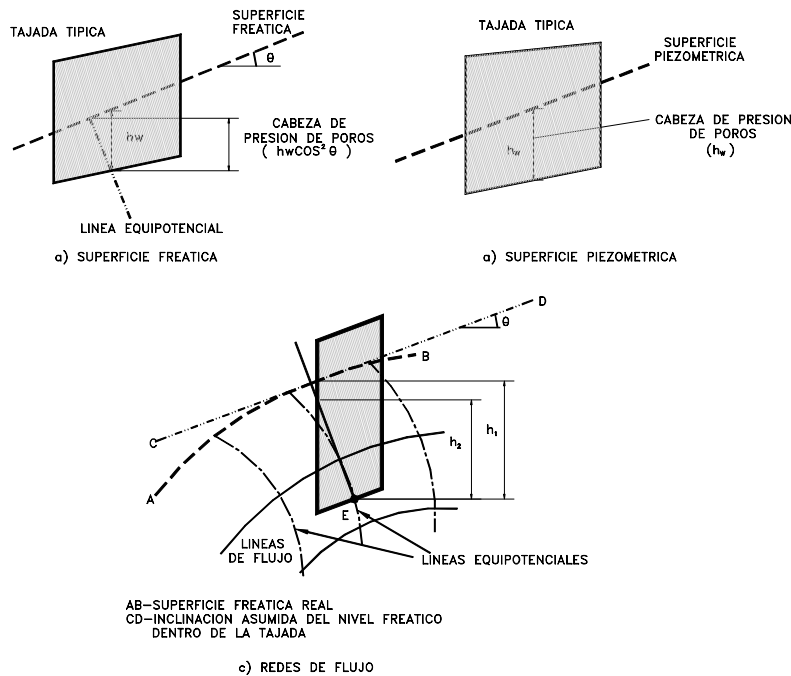


Figura 4.1 Presión de poros en las tajadas de análisis de estabilidad, para superficies piezométricas, líneas de nivel freático y redes de flujo.

5. Presión de poros constante

Este procedimiento puede utilizarse si el Ingeniero desea especificar una presión de poros constante en una determinada capa de suelo. Este sistema puede utilizarse para analizar la estabilidad de rellenos colocados sobre suelos blandos, durante la construcción donde se generan presiones de poro, de acuerdo a la teoría de la Consolidación.

Efecto de los ductos de agua en la corona de los taludes sobre el análisis de estabilidad

Siempre que sea posible es imperativo el localizar los ductos de agua lejos de la corona de taludes o laderas donde se requiera su estabilidad. Como una regla general la distancia entre la corona de los taludes y la localización de todo tipo de tuberías y servicios debe ser igual a la altura total del talud. Aunque este es el estandar mínimo recomendado (Abramson, 1996), en ocasiones se requieren aislamientos mayores.

En el caso en el cual no es posible mantener estos aislamientos, el talud debe diseñarse para tener en cuenta su saturación debida a la muy posible infiltración de agua, teniendo en cuenta que en la mayoría de los casos se producen fugas de los ductos.

Grietas de tensión en los análisis de estabilidad

La existencia de grietas de tensión aumenta la tendencia de un suelo a fallar, la longitud de la superficie de falla a lo largo de la cual se genera resistencia es reducida y adicionalmente la grieta puede llenarse con agua, en el caso de lluvias.

La profundidad de las grietas de tensión puede determinarse de acuerdo a la siguiente expresión:

$$z_c = \frac{2c}{\gamma} \tan^2 \left(45 + \frac{1}{2}\phi \right)$$

Donde:

z_c = Profundidad de la grieta de tensión

c = cohesión

γ = Peso unitario del suelo

ϕ = Angulo de fricción

Generalmente se recomienda la utilización de parámetros efectivos.

La presencia de grietas de tensión dificulta en forma considerable la confiabilidad de los análisis cuando no se tiene en cuenta este factor. Las grietas de tensión son muy importantes y profundas en cortes de taludes, donde existe un alivio de presiones de confinamiento al ejecutarse la excavación.

4.2 EQUILIBRIO LIMITE Y FACTOR DE SEGURIDAD

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

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

El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Cada día se han mejorado los sistemas de Dovelas desarrollados a inicios del siglo XX y existe

Software muy fácil de utilizar. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de los métodos posee un cierto grado de precisión.

Tabla 4.1 Métodos de análisis de estabilidad de taludes

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

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

$$F.S. = \frac{\text{Resistencia al corte}}{\text{Esfuerzo al cortante}}$$

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

$$F.S. = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento actuante}}$$

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

La mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de “equilibrio límite” donde el criterio de falla de Coulomb es satisfecho a lo largo de una determinada superficie (Tabla 4.1).

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

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

$$F.S. = \frac{\sum \text{Resistencias al corte}}{\sum \text{Esfuerzos al cortante}}$$

4.3 METODOS DE ANALISIS

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

4.3.1 Método de tablas o número de estabilidad

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

Morgenstern (1963), Spencer (1967), Terzaghi y Peck (1967) y otros, las cuales se resumen en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Listado de tablas para cálculo de estabilidad de taludes disponibles en la literatura

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

A continuación se presenta un resumen de las tablas desarrolladas por Janbú (1968). Esta serie de tablas tiene en cuenta diferentes condiciones geotécnicas y factores de sobrecarga en la corona del talud, incluye sumergencia y grietas de tensión.

a. Para suelos $\phi = 0$

Las tablas indicadas en la Figura 4.2 pueden ser utilizadas para el análisis de estabilidad de taludes de suelos arcillosos sin fricción, de acuerdo a procedimiento desarrollado por Janbú (1968).

El Factor de Seguridad se obtiene por la siguiente expresión:

$$F.S. = N_o \frac{c}{\gamma H}$$

Donde:

N_o = Número de estabilidad que se obtiene de la tabla

c = Cohesión

γ = Peso unitario del suelo

H = Altura del talud

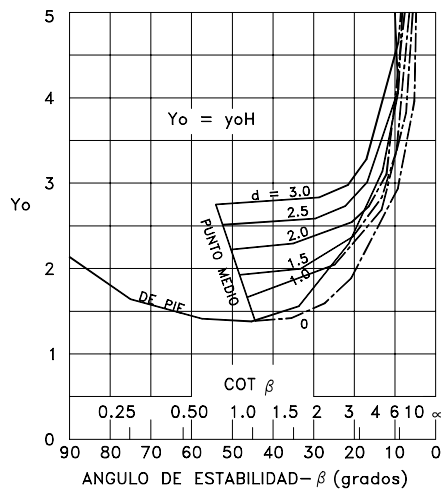
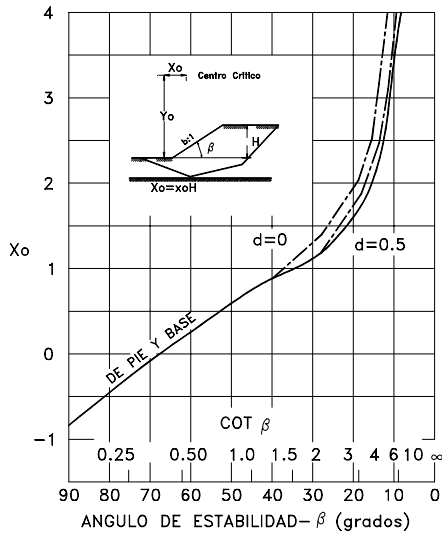
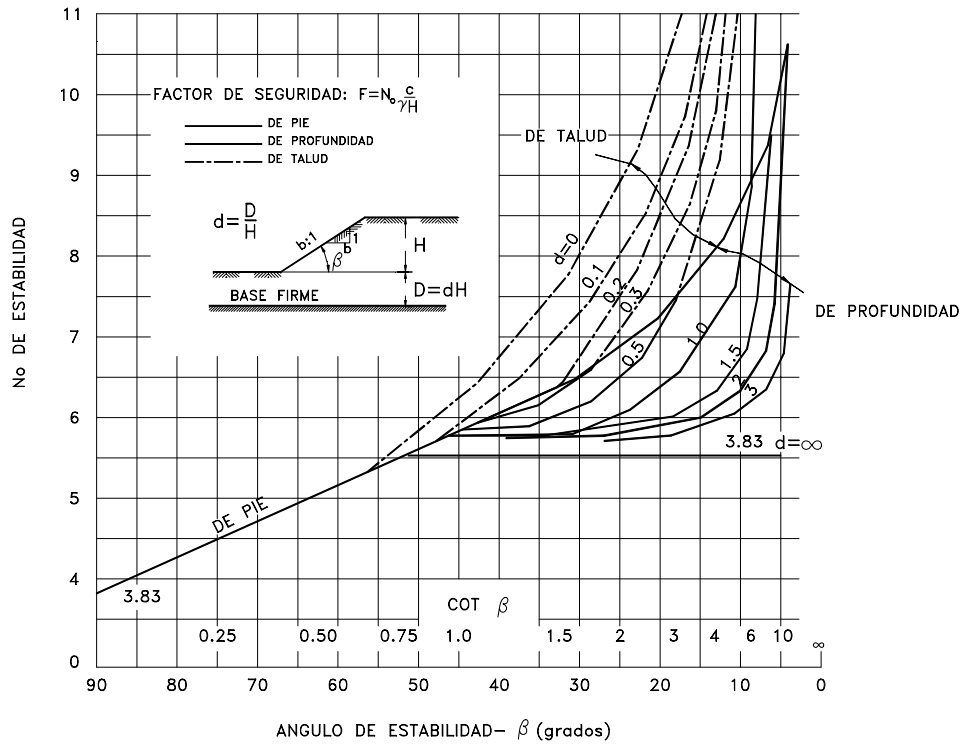


Figura 4.2 Tablas de estabilidad para suelos cohesivos ($\phi = 0$) de acuerdo a Janbú (1968).

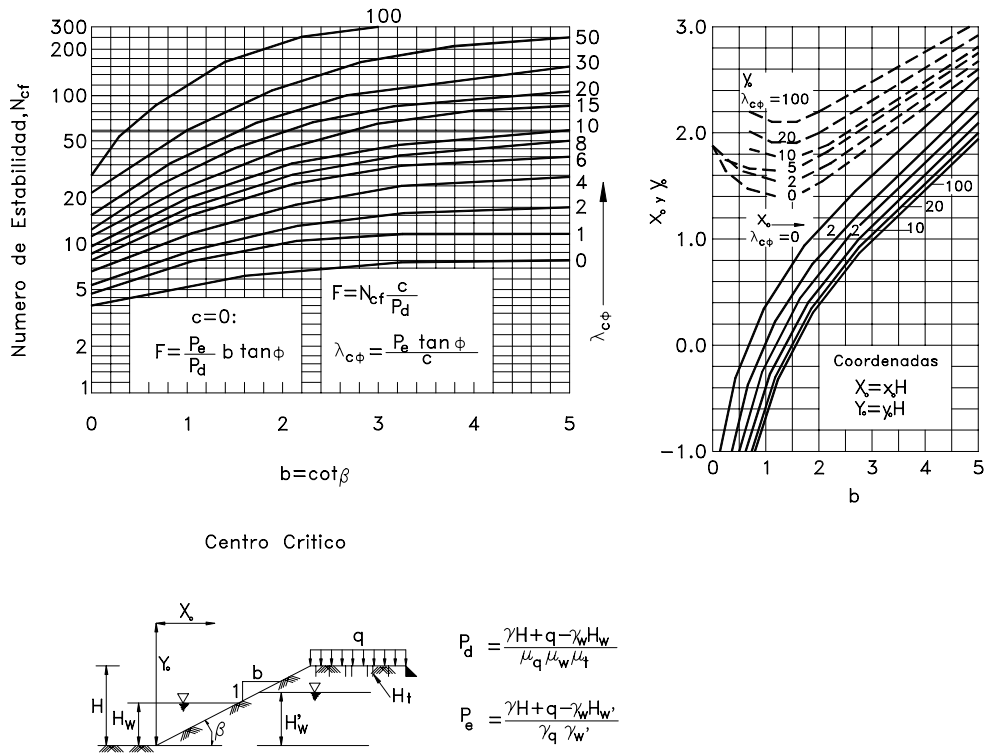


Figura 4.3 Tablas de estabilidad para suelos no cohesivos $\phi > 0$ de acuerdo a Janbú(1968).

b. Para suelos $\phi > 0$

En la mayoría de los casos para suelos $\phi > 0$ el círculo crítico pasa por el pie del talud y la tabla de estabilidad que se muestra en la figura 4.3, se basa en esta suposición. El factor de seguridad F es calculado por la expresión:

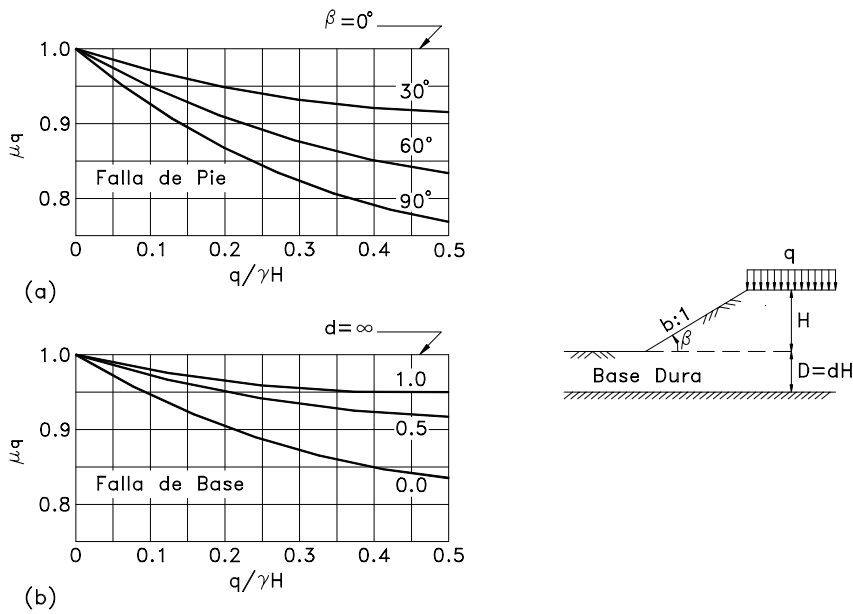
$$F = N_{cf} \frac{c}{P_d}$$

Donde:

N_{cf} y P_d son los obtenidos en la gráfica y c es la cohesión promedio

Al utilizar las tablas de Janbú se pueden emplear los factores de corrección por grietas de tensión, sobrecarga, sumergencia y flujo que se presentan en las figuras 4.4 y 4.5.

Corrección por Sobrecarga



Corrección por Sumergencia (μ_w) y Flujo ($\mu'w$)

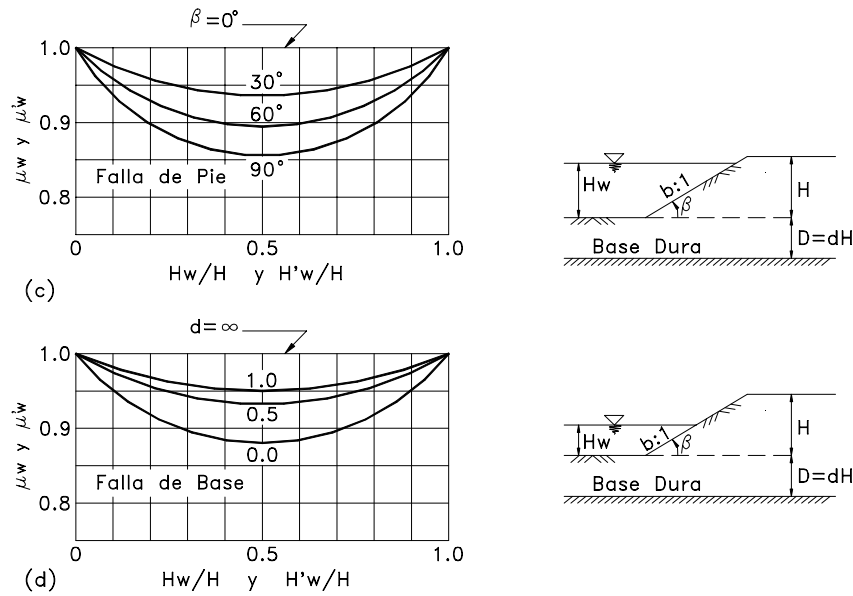


Figura 4.4 Factores de corrección por sobrecarga, sumergencia y flujo (Janbú, 1968).

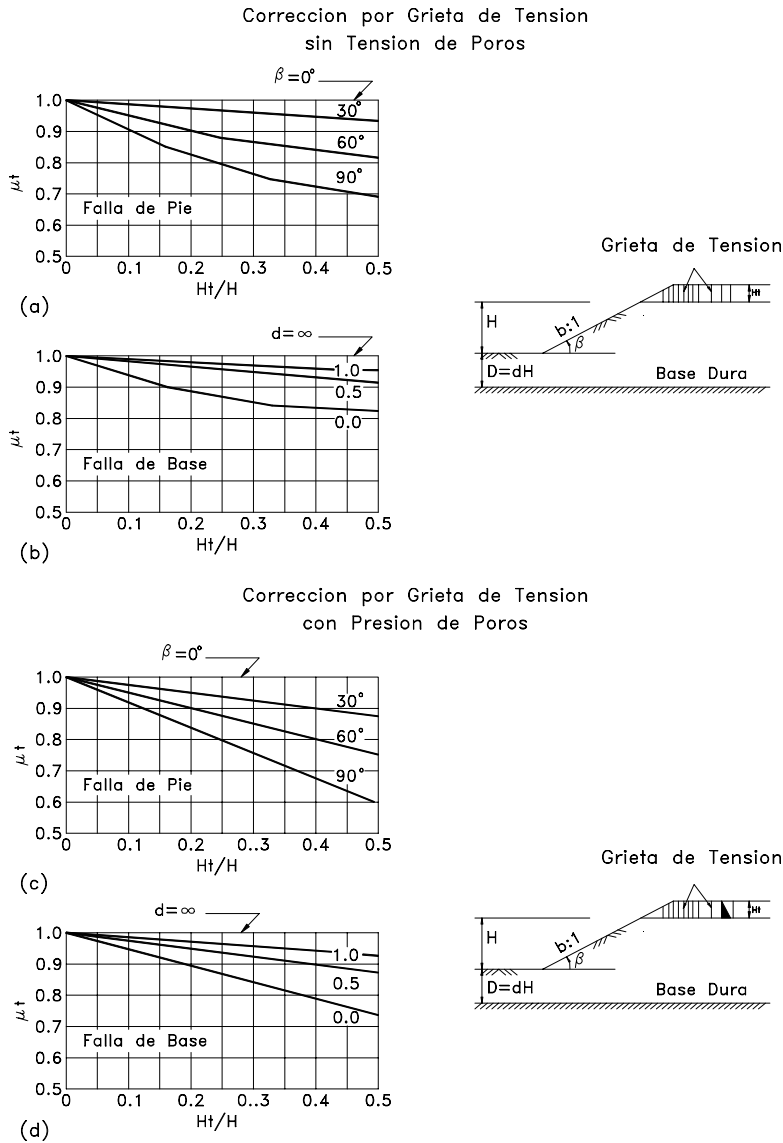


Figura 4.5 Factores de corrección por grietas de tensión para su uso en las tablas de estabilidad (Janbú 1968).

4.3.2 Método del talud infinito

En las condiciones en las cuales se presenta una falla paralela a la superficie del talud, a una profundidad somera y la longitud de la falla es larga comparada con su espesor, se puede utilizar en forma precisa aproximada, el análisis de talud infinito. Es un sistema muy rápido y sencillo para determinar el Factor de seguridad de un talud, suponiendo un talud largo con una capa delgada de suelo, en el cual cualquier tamaño de columna de suelo es representativo de todo el talud (Figura 4.6).

Suposiciones:
 Suelo isotrópico y homogéneo
 Talud infinitamente largo
 Superficie de falla paralela al talud

Metodología

Para un talud uniforme y relativamente largo, en el cual el mecanismo de falla esperado no es muy profundo, los efectos de borde son despreciables y el Factor de Seguridad puede calcularse para un talud infinito de una unidad de área utilizando el criterio Mohr - Coulomb.

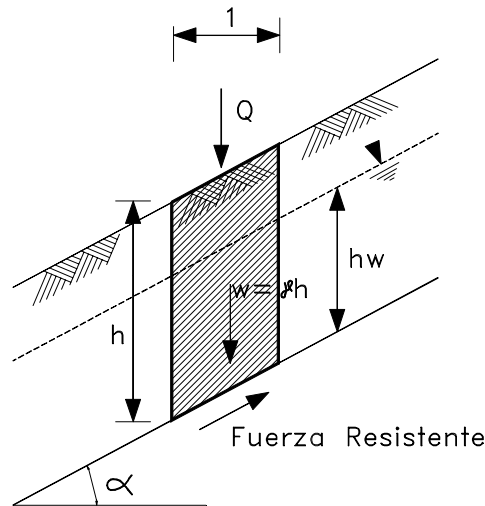


Figura 4.6 Diagrama de análisis, método del talud infinito

$$F.S. = \frac{C + (\gamma h - \gamma_w h_w) \cos \alpha \tan \phi}{\gamma h \sin \alpha}$$

Simplificando para un talud seco de suelos no cohesivos (C = 0)

$$F.S. = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$

El ángulo para factor de seguridad igual a 1.0 se le denomina ángulo de reposo.

4.3.3 Método del bloque deslizando

El análisis de bloque puede utilizarse cuando existe a una determinada profundidad, una superficie de debilidad relativamente recta y delgada. La masa que se mueve puede dividirse en dos o más bloques y el equilibrio de cada bloque se considera independientemente, utilizando las fuerzas entre bloques (Figura 4.7). No considera la deformación de los bloques y es útil cuando existe un manto débil o cuando aparece un manto muy duro sobre el cual se puede presentar el deslizamiento.

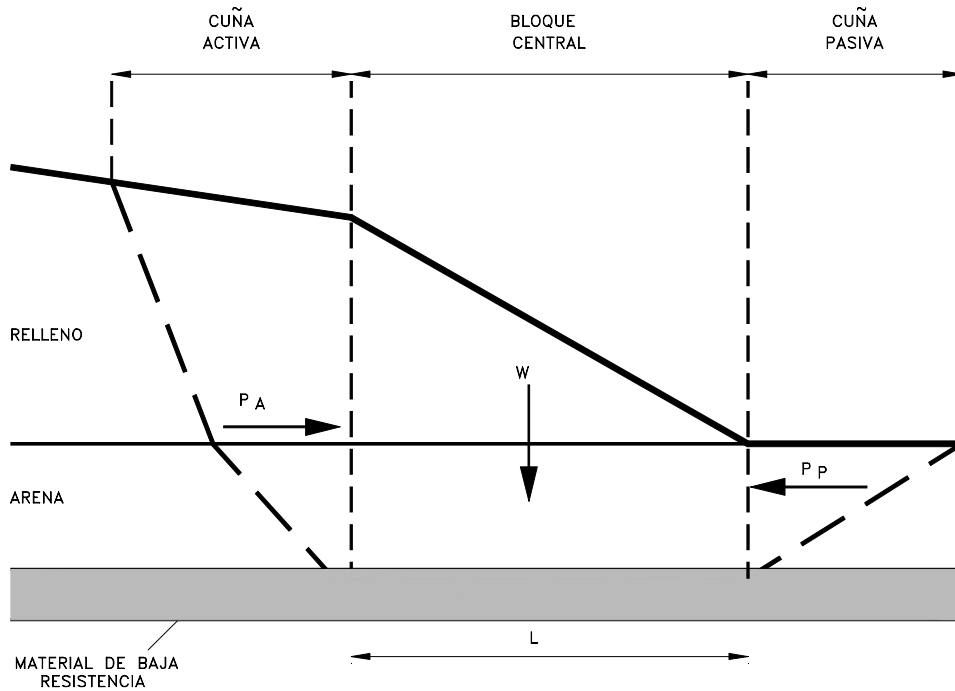


Figura 4.7 Esquema del método del bloque deslizante.

En el caso de tres bloques, la cuña superior se le llama cuña activa y las otras dos, cuña central y pasiva, respectivamente. El factor de seguridad puede calcularse sumando las fuerzas horizontales así:

$$F.S. = \frac{P_p + c'_m L + (W - u) \tan \theta'_m}{P_a}$$

Donde:

P_p = Fuerza pasiva producida por la cuña inferior.

P_a = Fuerza activa producida por la cuña superior.

c'_m = Cohesión efectiva del suelo blando en la base del bloque central.

L = Longitud del fondo del bloque central.

W = Peso total del bloque central.

u = Fuerza total de poros en el fondo del bloque central.

θ'_m = Fricción del suelo en el fondo del bloque.

Los valores de las presiones activas y pasivas pueden obtenerse utilizando las teorías de presión de tierras de Rankine o de Coulomb, teniendo en cuenta el valor de la cohesión movilizada. Una expresión similar también puede obtenerse para el caso cuando hay dos bloques interrelacionados.

4.3.4 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 tajadas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de estas fuerzas obtiene el Factor de Seguridad.

Las fuerzas que actúan sobre una dovela son (Figura 4.8):

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

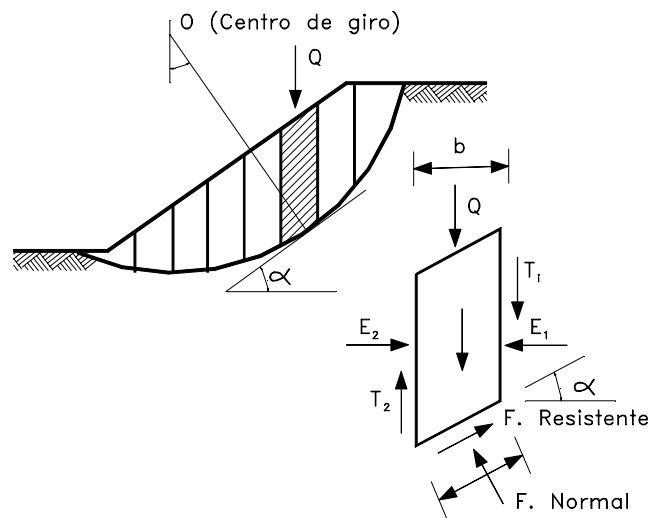


Figura 4.8 Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas.

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

$$F.S. = \frac{\sum [C' b \sec \alpha + (W \cos \alpha - u b \sec \alpha) \tan \phi]}{\sum W \sin \alpha}$$

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

W = Peso total de cada tajada.

u = Presión de poros = $\gamma_w h_w$

b = Ancho de la tajada

C', ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.

4.3.5 Método de Bishop

Bishop (1955) presentó un método utilizando Dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las Dovelas.

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:

$$F.S. = \frac{\sum [C' b + (W - ub) \tan \phi' / ma]}{\sum W \text{sen} \alpha}$$

Donde:

$$ma = \text{Cos} \alpha \left(1 + \frac{\text{Tan} \alpha \text{Tan} \phi}{F.S.} \right)$$

b = Ancho de la Dovela

W = Peso de cada dovela

C', ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.

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

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

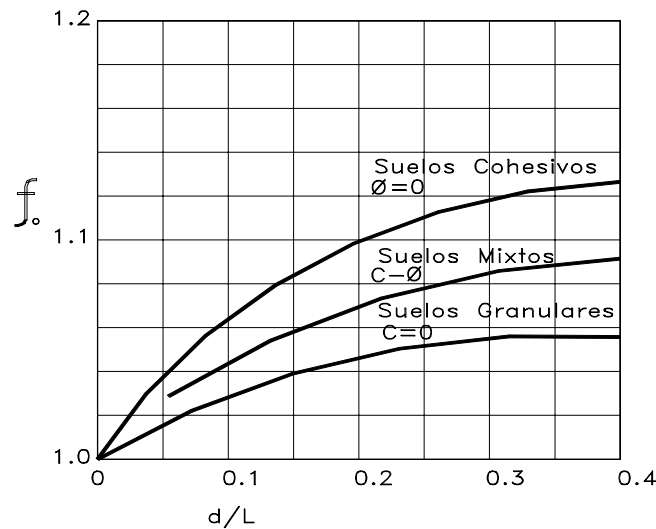
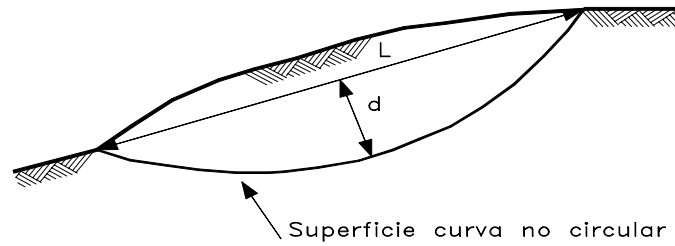


Figura 4.9 Diagrama para determinar el factor f_0 para el método de Janbú.

4.3.6 Método de Janbú

Janbú (1973) presenta un método de Dovelas para superficies de falla curvas, no circulares.

De acuerdo con Janbú (ecuación modificada):

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

Donde f_o depende de la curvatura de la superficie de falla (figura 4.9).

Comparación de los diversos métodos

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

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

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

4.4 METODOS NUMERICOS Y APLICACIONES DEL COMPUTADOR

El auge que ha tomado en los últimos años el uso del computador prácticamente, ha obligado a su empleo para el análisis de estabilidad de taludes, en la mayoría de los casos. Este sistema ha permitido incorporar más información en los modelos de análisis y permite analizar situaciones que no eran posibles con los sistemas manuales.

Actualmente se conocen programas comerciales de software para computador, tales como SLOPE/W, STABLE y TALREN, los cuales permiten de una forma rápida y sencilla obtener los factores de seguridad de taludes o laderas con cierto grado de complejidad y por cualesquiera de los métodos de análisis. Algunos métodos emplean

los elementos finitos, con muy poco éxito en la estabilidad de taludes específicos, y otros emplean análisis de equilibrio por interacción, siendo este último sistema muy empleado universalmente.

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 típicamente 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 factores de seguridad a la falla.

Aunque su utilización no está muy expandida existen algunos programas de análisis de estabilidad de taludes utilizando métodos numéricos. De estos se conocen los programas FLAC, UDEC (Benko-Stead-1993), PLAXIS entre otros.

En el método FLAC los materiales son representados por zonas para formar una malla de acuerdo a la geometría y se puede seleccionar una variedad de relaciones esfuerzo/deformación.

En el método UDEC el talud se divide en bloques de acuerdo al sistema de juntas o grietas, los cuales pueden ser rígidos o deformables.

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.

Existe dificultad en la mayoría de los casos prácticos reales para definir la relación esfuerzo - deformación, por lo difícil que es describir los depósitos de suelos naturales en términos de esfuerzo - deformación. Otra limitante es el poco conocimiento de los esfuerzos reales "in situ" que se requieren para incorporar en el modelo. Solamente en casos de proyectos de grandes presas y cortes en roca para objetivos mineros, se han desarrollado programas exitosos de estudio de taludes por elementos finitos.

Generalmente, se usa un análisis en dos direcciones por la facilidad de su aplicación, de acuerdo a la capacidad de los computadores sencillos.

El análisis planar o en dos direcciones asume cero esfuerzo o cero deformación en las superficies laterales del modelo, por lo tanto para que se simulen las condiciones de campo se requiere que existan esas condiciones.

El empleo de análisis en dos direcciones se puede ampliar aplicando al modelo una carga hidrostática lateral.

En la figura 4.10 se muestra una malla típica para el análisis de un talud por elementos finitos (Ashford y Sitar 1994). 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, para el caso de la figura 4.10.

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.

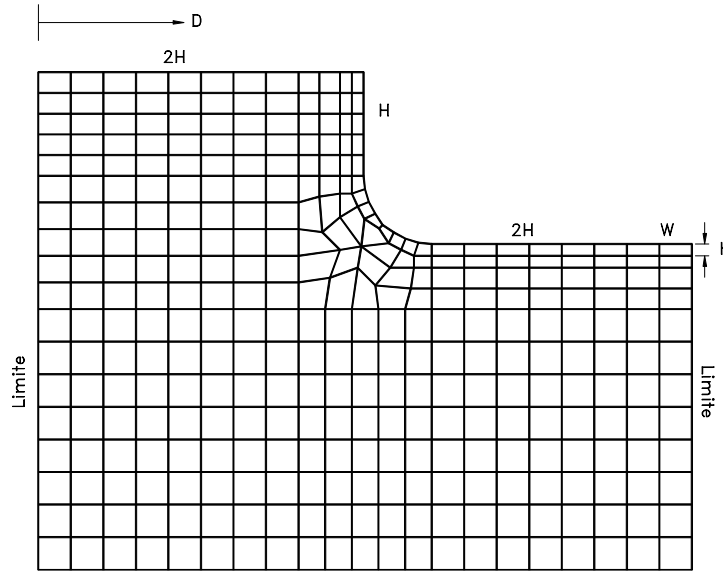


Figura 4.10 Malla típica para el análisis de un talud vertical por elementos finitos (Ashford y Sitar 1994).

Existe en la literatura una gran cantidad de sistemas de elementos finitos con sus respectivos programas de computador, especialmente para taludes en roca, donde los defectos geológicos de la roca, más que la resistencia de la roca en sí, controlan la estabilidad de un talud determinado. Los modelos numéricos son muy útiles para analizar fallas en las cuales no existe una superficie continua de cortante como es el caso de las fallas por “volteo”. La incorporación de los defectos o discontinuidades dentro del modelo permiten estudiar el comportamiento del talud. Los elementos finitos pueden emplearse para estudiar las diversas posibilidades de falla en un talud con juntas o para encontrar los efectos de varios sistemas de estabilización para el estudio en casos generales, donde las propiedades de los suelos o rocas y condiciones de frontera se pueden suponer.

Análisis en tres dimensiones

La mayoría de los deslizamientos posee una geometría en tres dimensiones; varios autores han presentado métodos de análisis. De los cuales merece especial interés el de Yamagami y Jiang (1996). Este método utiliza las ecuaciones de factor de seguridad de Janbú, junto con un esquema de minimización basado en programación dinámica. Con

este programa se obtiene la superficie de falla crítica en tres dimensiones, sin restricción a la forma de la falla, su respectivo factor de seguridad y la dirección del movimiento (Figura 4.11).

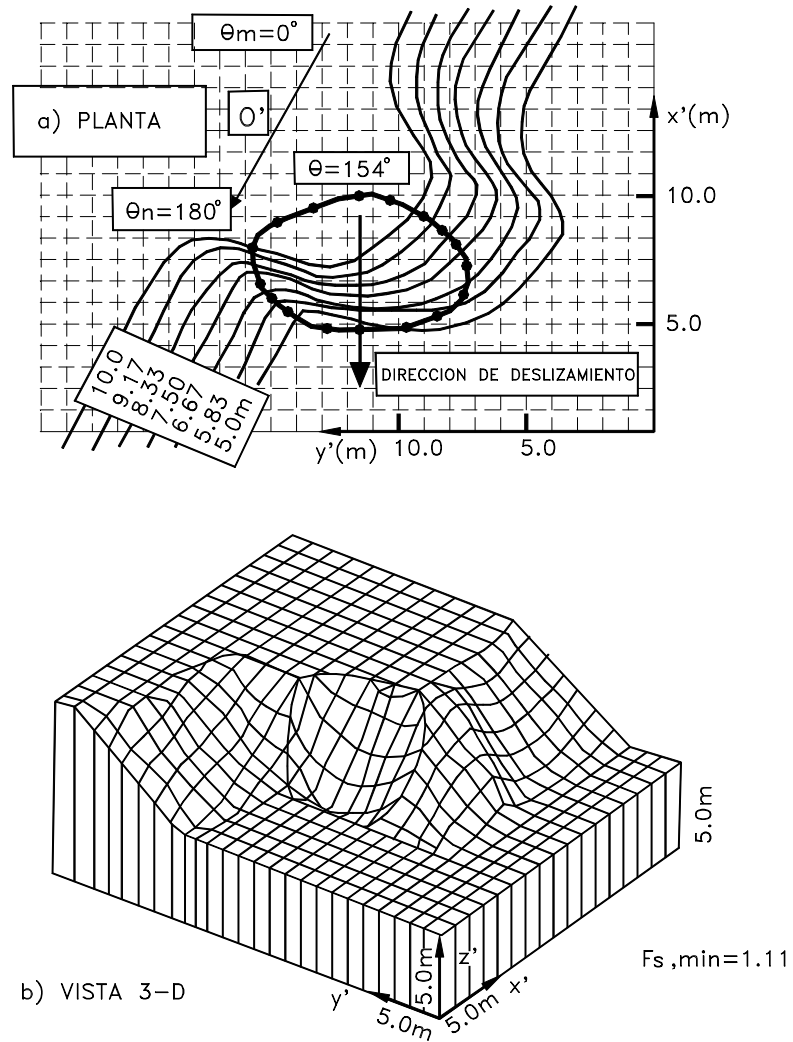


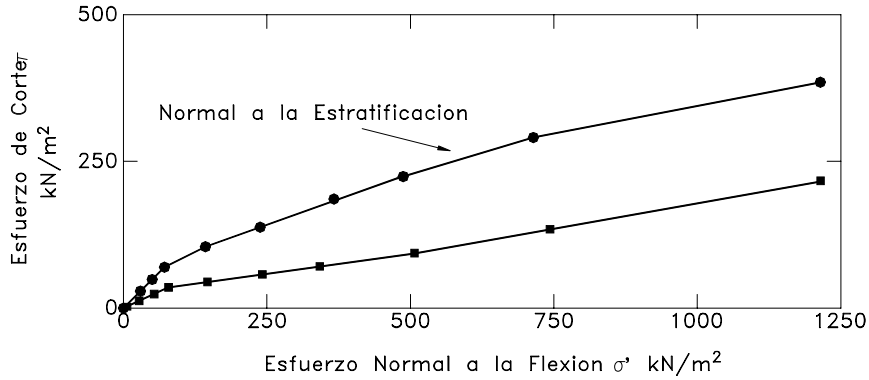
Figura 4.11 Dirección del deslizamiento y superficie de falla crítica en un análisis en tres dimensiones (Yamagami y Jiang, 1996).

4.5 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA

Con excepción de los casos de rocas sanas completamente sin fracturas, los cuales 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 como se observa en la Figura 4.12 para la Lutita Cucaracha, en el Canal de Panamá.



Resistencia de la Lutita Cucaracha

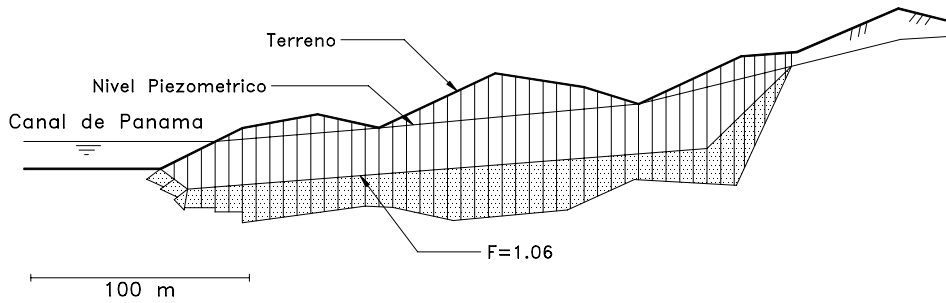


Figura 4.12 Resistencia al cortante de la roca en el deslizamiento de Cucaracha, en el canal de Panamá.

En la mayoría de los casos las propiedades ingenieriles de la roca fracturada, tales como resistencia, permeabilidad y deformabilidad, dependen más de la naturaleza de la fábrica estructural, que de las propiedades de la roca intacta.

Se requiere para realizar el análisis, el conocer las siguientes propiedades de la fabrica estructural:

a. Orientación

Representada por dos parámetros rumbo y buzamiento.

b. Persistencia o continuidad

La persistencia determina el tamaño de los bloques o masas que podrían moverse.

c. Espaciamiento

La distancia entre dos discontinuidades de la misma familia y junto con la persistencia definen el tamaño de los bloques.

d. Propiedades de la superficie de la discontinuidad

La forma y rugosidad de la discontinuidad que tiene un efecto importante en la resistencia al cortante.

e. Relleno

La abertura y minerales de relleno así como sus propiedades de resistencia, influyen en forma significativa en la estabilidad de los macizos rocosos.

El primer paso es analizar la orientación de las discontinuidades y el segundo paso es el análisis de estabilidad o equilibrio para comparar las fuerzas actuantes con las fuerzas resistentes.

Tipos de falla

Generalmente se analizan cinco tipos de falla así:

a. Falla planar

Controlada por una sola discontinuidad.

b. Falla de cuña

Controlada por dos discontinuidades.

c. Falla en escalera

Controlada por varias discontinuidades a diferentes niveles.

d. Falla por volteo

Involucra columnas de roca definidas por discontinuidades de buzamiento de gran magnitud.

e. Fallas circulares

Ocurren en masas rocosas que están muy fracturadas o compuestas de material con muy baja resistencia al cortante.

Análisis estereográfico de la estructura

Desde el punto de vista de análisis, la característica más importante de una discontinuidad es su orientación (rumbo 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 (Figura 4.13).

Para efectos prácticos se recomienda analizar las referencias de Hoek y Bray (1981,1980) 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.

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 (Figuras 4.13 y 4.14).

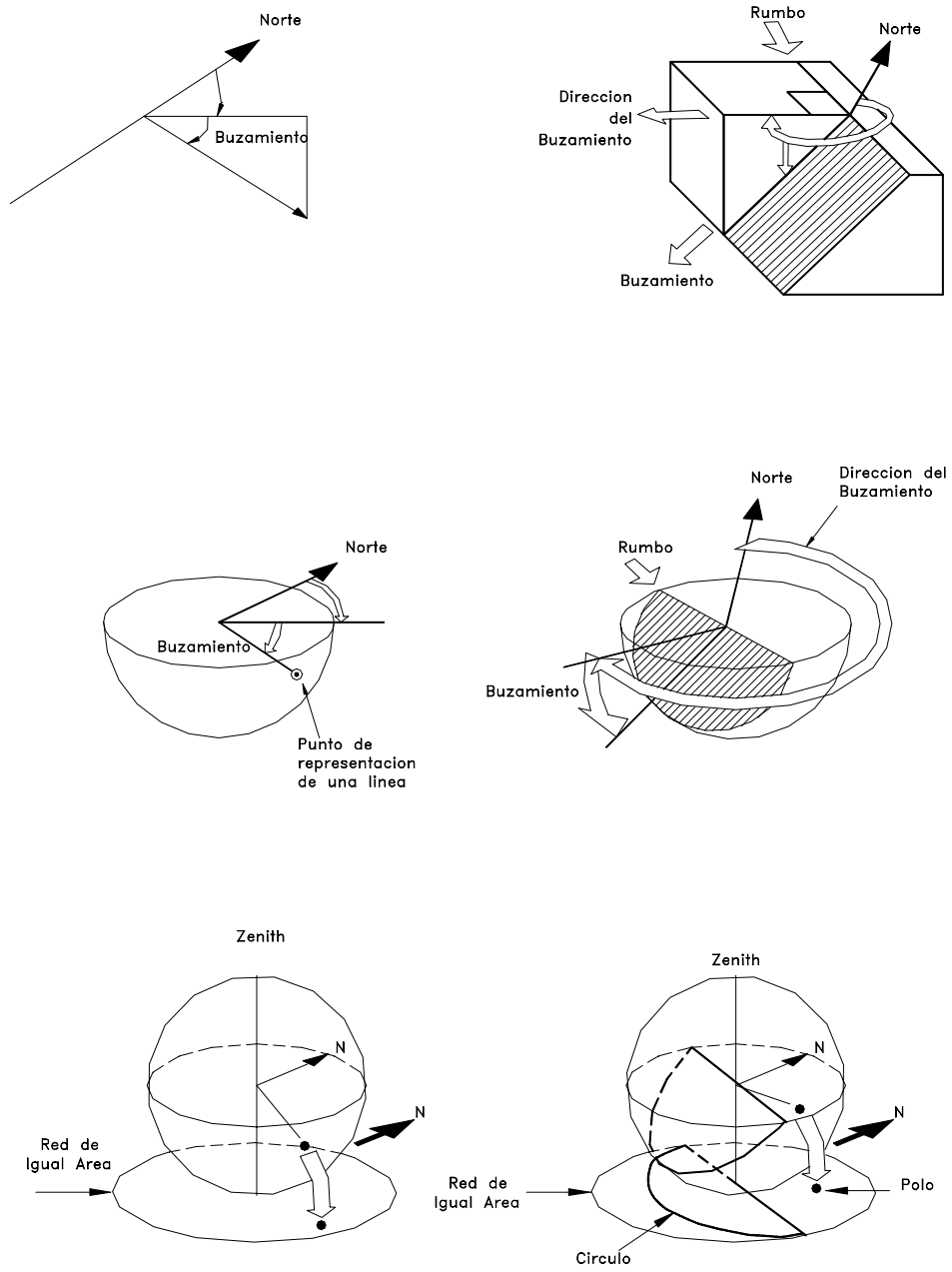


Figura 4.13 Fundamentos de la proyección estereográfica.

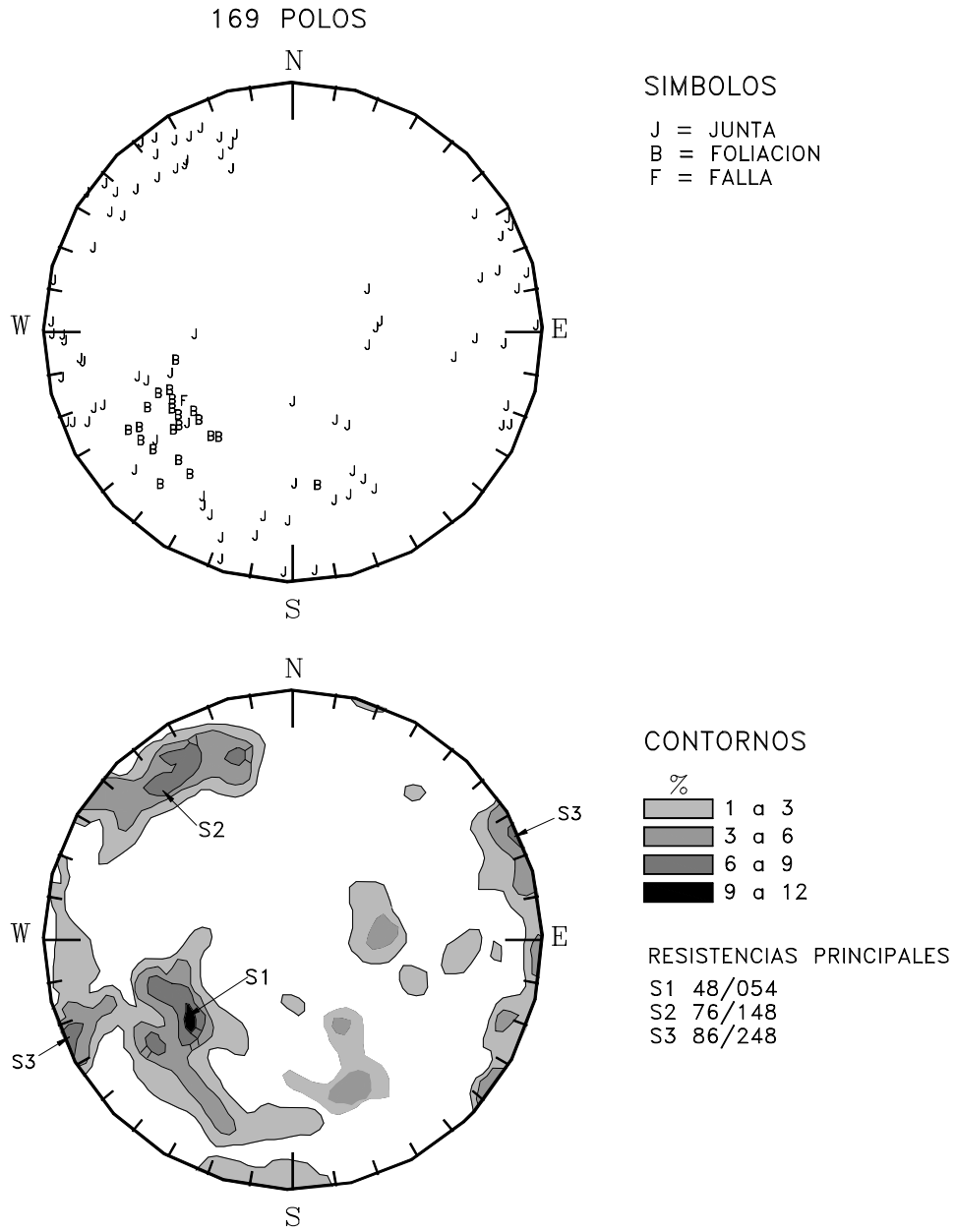


Figura 4.14 Ejemplo de proyección estereográfica.

Análisis de falla planar

Las fallas planas 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 tamaño de las fallas planares puede ir desde unos pequeños metros cúbicos a montañas enteras.

El análisis cinemático tiene en cuenta cuatro condiciones estructurales así:

- a. La dirección de la discontinuidad debe estar a menos de 20 grados de la dirección de la superficie del talud.
- b. El buzamiento de la discontinuidad debe ser menor que el buzamiento de la superficie del talud.
- c. El buzamiento de la discontinuidad debe ser mayor que su ángulo de fricción.
- d. 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.

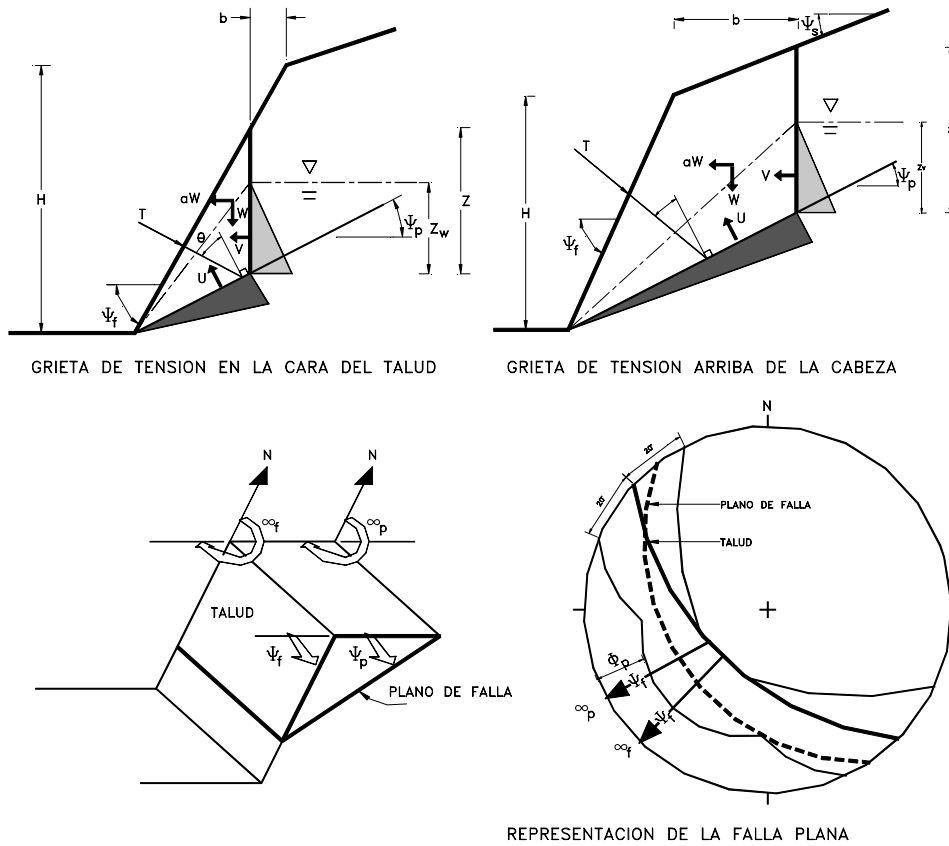


Figura 4.15 Esquema y representación de varios casos de falla plana.

En la Figura 4.15 se presentan esquemas de una falla plana con grieta de tensión en la cara del talud, con grieta de tensión arriba de cabeza del talud y una representación esquemática general de la falla plana.

De acuerdo con la localización de la grieta de tensión se pueden considerar dos casos:

- Con grieta de tensión en la cara del talud, abajo de la cabeza.
- Con grieta de tensión arriba de la cabeza del talud

Las ecuaciones de estabilidad son las siguientes:

Para el caso a (Grieta abajo de la cabeza):

- Profundidad de la grieta $Z = (H \cot \Psi_f - b) (\tan \Psi_f - \tan \Psi_p)$
- Peso del bloque $W = (\frac{1}{2}) \gamma_r H^2 [(1-Z/H)^2 \cot \Psi_p (\cot \Psi_p \tan \Psi_f - 1)]$
- Area de deslizamiento $A = (H \cot \Psi_f - b) \sec \Psi_p$

Para el caso b (Grieta arriba de la cabeza):

- Profundidad de la grieta $Z = H + b \tan \Psi_s - (b + H \cot \Psi_f) \tan \Psi_p$
- Peso del bloque $W = (\frac{1}{2}) \gamma_r H^2 \cot \Psi_f X + bHX + Bz$
 $X = (1 - \tan \Psi_p \cot \Psi_f)$
- Area de deslizamiento $A = (H \cot \Psi_f + b) \sec \Psi_p$

Para ambos casos:

- Fuerza de subpresión del agua $U = (\frac{1}{2}) \gamma_w Z_w A$
- Fuerza de empuje del agua $V = (\frac{1}{2}) \gamma_w Z_w^2$

Factor de seguridad:

$$FS = \frac{\{cA + [W(\cos \psi_p - a \operatorname{sen} \psi_p) - U - V \operatorname{sen} \psi_p + T \cos \theta] \tan \phi\}}{[W(\operatorname{sen} \psi_p + a \cos \psi_p) + V \cos \psi_p - T \operatorname{sen} \theta]}$$

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 = Angulo 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 = Area de la superficie de falla.

En las ecuaciones anteriores también se incorporan las fuerzas del agua y las fuerzas de estabilización por medio de pernos o anclajes. Es importante definir con anterioridad al análisis, la localización de la grieta de tensión, aunque en algunos casos los movimientos no se han iniciado y la grieta de tensión se puede obtener utilizando la expresión siguiente (Hoek y Bray, 1981):

$$B/H = \sqrt{(\cot \psi_f \cot \psi_f) - \cot \psi_f}$$

La expresión presentada para el Factor de Seguridad puede ser simplificada para algunos casos, por ejemplo:

1. No hay fuerzas externas (a y T =0):

$$FS = \frac{[cA + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi]}{(W \sin \psi_p + V \cos \psi_p)}$$

2. No hay fuerzas externas ni presión de agua:

$$FS = \frac{(cA + W \cos \psi_p \tan \phi)}{W \sin \psi_p}$$

3. No hay fuerzas externas ni presión de agua, ni cohesión:

$$FS = \frac{(\tan \phi)}{\tan \psi_p}$$

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 (Figura 4.16). La formación de una falla en cuña depende primordialmente, de la litología y de la masa de roca.

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:

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

En las figuras 4.17 y 4.18 se presenta el esquema gráfico del análisis cinemático de la falla en cuña.

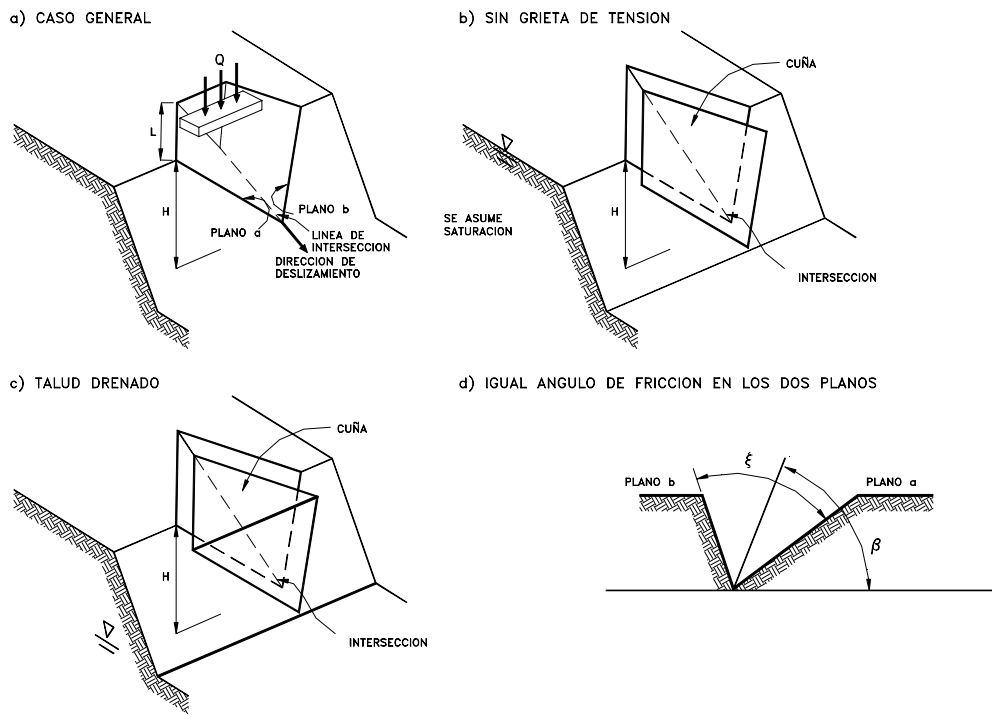


Figura 4.16 Esquema general de la falla en cuña.

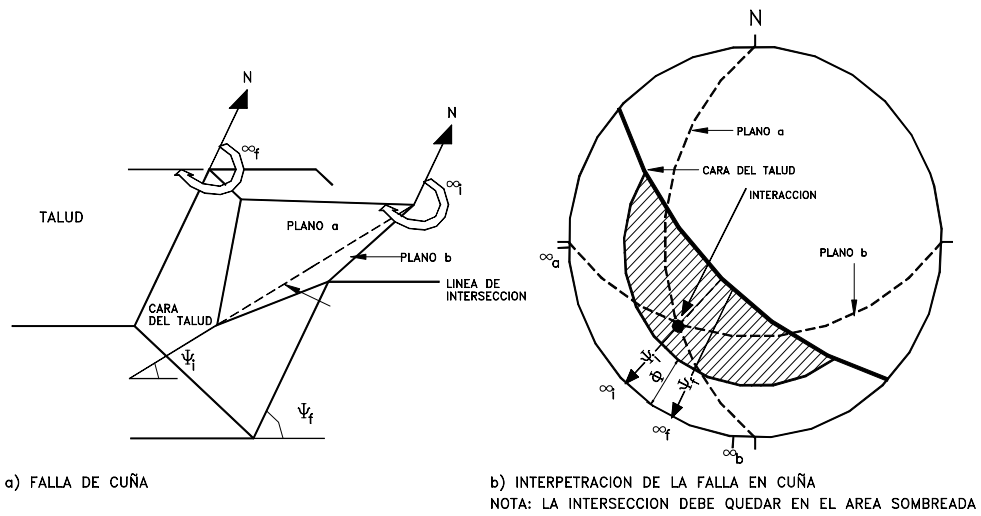


Figura 4.17 Análisis cinemático de la falla en cuña (Hoek y Bray, 1981).

Una vez se ha realizado el análisis cinemático, usando métodos estereográficos, se puede calcular el Factor de Seguridad.

a. Caso general

$$FS = \frac{3}{\gamma_r H} (c_a \bullet X + c_b \bullet Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} Y \right) \tan \phi_b$$

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

$$X = \frac{\text{sen } \theta_{24}}{\text{sen } \theta_{45} \bullet \text{Cos } \theta_{na} \bullet 2}$$

$$Y = \frac{\text{sen } \theta_{13}}{\text{sen } \theta_{35} \bullet \text{Cos } \theta_{NBa} \bullet 1}$$

$$A = \frac{\text{Cos } \psi_a - \text{cos } \psi_b \bullet \text{cos } \theta_{na} \bullet nb}{\text{sen } \psi_i \bullet \text{sin}^2 \theta_{na} \bullet nb}$$

$$B = \frac{\text{Cos } \psi_b - \text{cos } \psi_a \bullet \text{cos } \theta_{na} \bullet nb}{\text{sen } \psi_i \bullet \text{sen}^2 \theta_{na} \bullet nb}$$

b. Talud drenado

$$FS = \frac{3}{\gamma_r H} (c_a X + c_b Y) + A \tan \phi_a + B \tan \phi_b$$

c. Talud no cohesivo

$C = 0$ (solo fricción)

$FS = a \tan \phi_a + B \tan \phi_b$

d. Igual ángulo de fricción en los dos planos

$$FS = \frac{\text{sen } \beta}{\text{sen}(\xi / 2)} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \psi_i}$$

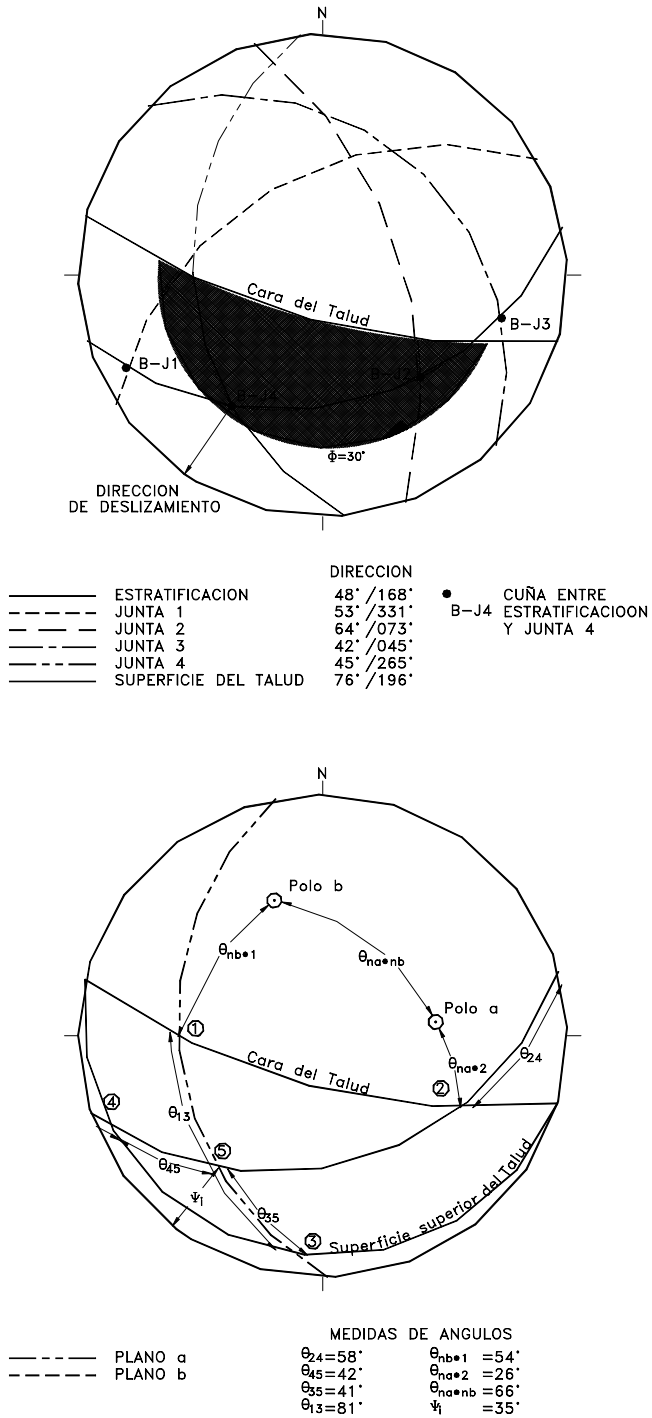


Figura 4.18 Ejemplo de representación de una falla en cuña (Norrish y Wyllie, 1996).

Análisis de falla al volteo

Las fallas al volteo 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 alrededor de un punto cerca a la base de la misma columna (Figura 4.19).

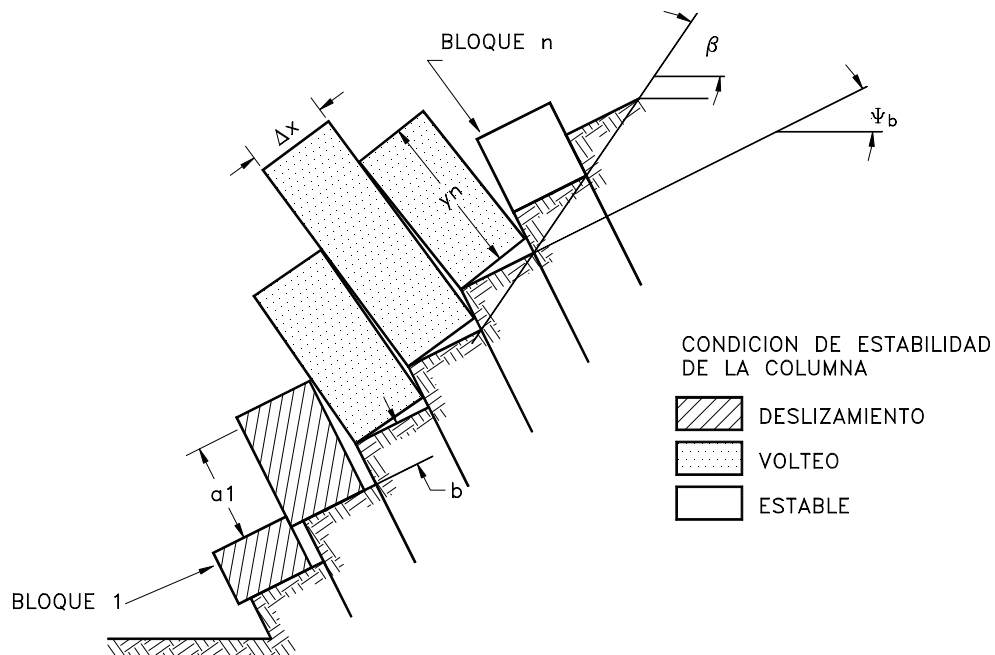


Figura 4.19 Esquema general de la falla al volteo.

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. En ningún caso la diferencia debe ser superior a 20 grados (Figura 4.20).
- b. El buzamiento debe cumplir la siguiente condición:

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

Donde:

Ψ_p = Buzamiento de las capas

Ψ_f = Buzamiento de la superficie del talud

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

El procedimiento de análisis no es tan claro como para los otros tipos de falla y se sugiere consultar las referencias de Goodman y Bray (1976) y Hoek y Bray (1981).

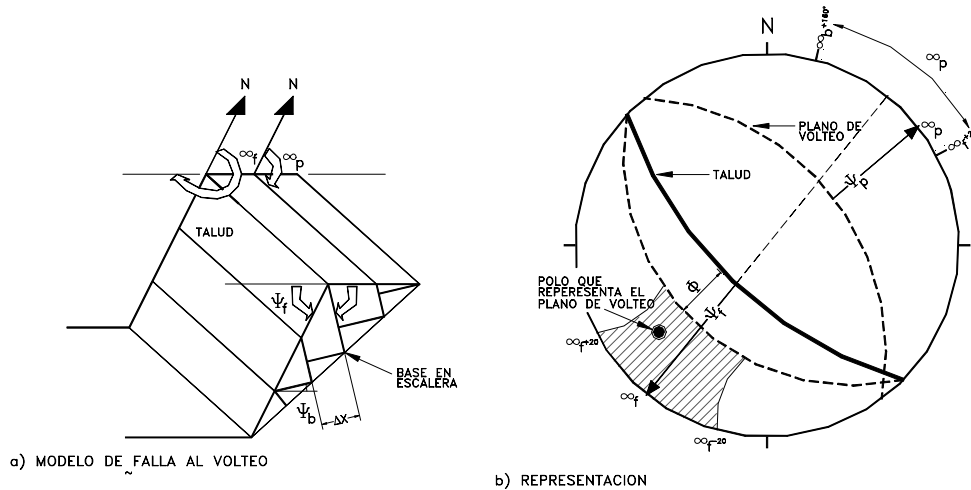


Figura 4.20 Análisis cinemático de la falla al volteo (Norris y Wyllie, 1996).

4.6 ANALISIS SISMICO

Los eventos sísmicos son capaces de inducir fuerzas de gran magnitud, de naturaleza cíclica, las cuales pueden producir la falla rápida de taludes y laderas. Además, la resistencia al corte de un suelo puede reducirse a causa de cargas oscilatorias que generan deformaciones cíclicas, o debido a la generación de presiones altas de poros. La combinación entre la acción de las cargas sísmicas y la disminución de la resistencia pueden producir una disminución general de la estabilidad. El caso más crítico es el de materiales no plásticos de grano fino como son los limos o las arenas finas.

En el análisis de estabilidad se requiere analizar los cinco factores que se indican a continuación:

- Magnitud de la fuerza sísmica.
- Disminución de la resistencia a causa de las cargas oscilatorias.
- Disminución de la resistencia por aumento de la presión de poros.
- Fenómeno de resonancia.
- Amplificación de las cargas sísmicas por la presencia de suelos blandos.

Se han propuesto cuatro métodos de análisis para la evaluación de la estabilidad de taludes y laderas, en el caso de eventos sísmicos (Houston 1987):

- Método seudoestático en el cual las cargas del sismo son simuladas como cargas estáticas horizontales y verticales.
- Método del desplazamiento o las deformaciones, el cual se basa en el concepto de que las aceleraciones reales pueden superar la aceleración límite permitida, produciendo desplazamientos permanentes (Newmark 1965).
- Método de la estabilidad después del sismo, la cual es calculada utilizando las resistencias no drenadas, en muestras de suelo representativas que han sido sometidas previamente a fuerzas cíclicas comparables a las del sismo esperado (Castro, 1985).

- Método de análisis dinámico por elementos finitos. Por medio de un análisis en dos o tres dimensiones, utilizando un modelo específico se pueden obtener detalles relacionados con esfuerzos, deformaciones cíclicas o permanentes (Finn 1988, Prevost 1985).

Los dos primeros métodos son los más utilizados en la práctica de la geotécnica debido, especialmente a su facilidad de implementación.

El análisis sísmico se presenta a detalle en el capítulo 9.

REFERENCIAS

- Abramson, L.W., Lee T.S., Sharma S., Boyce G.M.,(1996), "Slope stability and stabilization methods". Wiley-Interscience, 629 p.
- Ashford S.A., Sitar N. (1994). "Seismic response of steep natural slopes" Report UCB/EERC-94/05 University of California at Berkeley , 207 p.
- Barnes, G.E. (1991), "A simplified version of the Bishop and Morgenstern Slope-Stability Charts", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 28, No.4, pp. 630-632.
- Benko B. , Stead D. (1993) "The characterization and prediction of landslide movements using numerical modelling techniques". Seventh international conference and field workshop on landslides in Czech and Slovak Republics , pp. 131-136.
- Bishop A.W. Morgenstern N. (1960) "Stability Coefficients for Earth Slopes". Geotechnique Vol 10, No. 4,.
- Bishop A.W. (1955) "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes". Geotechnique. Vol 5, No. 1.
- Bishop, A.W., Bjerrum L. (1960). "The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems". In Proc., ASCE Research conference on the shear strength of cohesive soils. Boulder, Colorado, American Society of civil engineers, New York, pp. 437-501.
- Castro, G., Poulos S.J., Leathers F.D., (1985). "Re-examination of slide of lower San Fernando Dam," Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 111, No. GT-9, pp. 1.093-1.107.
- Charles, J.A. , Soares M.M., (1984),"Stability of compacted rockfill slopes", Geotechnique, Vol. 34, No.1, pp. 61-70.
- Chen W.F., Huang T.K.(1994) "Plasticity analysis in geotechnical engineering: From theory to practice". Proceedings symposium on developments in geotechnical engineering. Bangkok pp. 49-80.
- Chen, W.F., Giger M.W., (1971), "Limit analysis of slopes", Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE, Vol. 97, No. SM-1, January, pp.19-26.
- Chugh, A.K., (1981). "Pore water pressure in natural slopes", International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics, Vol. 5, pp. 449-454.
- Clough, R.W. , Woodward R.J., (1967), "Analysis of Embankment Stresses and deformations," Journal of geotechnical division, ASCE, July, pp 529-549.
- Corps of engineers, (1982), "Slope stability manual". EM.1110-2-1902, Washigton, D.C., department of the Army, Office of the chief of engineers.
- Cousin, B.F., (1978), "Stability charts for simple earth slopes", Journal of Geotechnical division, ASCE, Vol. 104, No. GT-2, February, pp. 267-279.
- Dodd J. , Anderson W. (1971). "Tectonic Stresses and Rock Slope Stability". Thirteenth Symposium on Rock Mechanics, Urbana, Illinois, p.p. 171 - 182.
- Duncan J.M.(1996) "Soil slope stability analysis". Landslides investigation and mitigation. Special report 247. Transportation research Board. National research council. Pp. 337-371.
- Fellenius W. (1936). "Calculation of the Stability of Earth Dams". Second Congress on Large Dams, Washington D.C.
- Finn, W.D. (1988) "Dynamic analysis in geotechnical engineering". Proceedings of earthquake engineering and soil dynamics II-Recent Advanced in ground motion evaluation, J.L. Von Thun, Edd. Park City, Utah: ASCE, Geotechnical Special Publication No. 20.
- Freddlund D.G. , Krahn J.(1977) "Comparison of slope stability methods of analysis", Canadian geotechnical Journal, Vol. 14, pp. 429-439.
- Gibson, M. , Morgenstern N.R., (1962) "A note on the stability of cuttings in normally consolidated clays", Geotechnique, Vol. 12, No. 3, pp. 212-216.

- Goodman, R.E. (1976) "Methods of Geological engineering in discontinuous Rock". West Publishing Co., St. Paul, Minn., 472 pp.
- Goodman, R.E., Bray J.W. (1976) "Toppling of rock slopes". In Proc., Specialty conference on rock engineering for foundations and slopes, Boulder, Colo., American Society of civil engineers, New York, Vol.2, pp. 201-234.
- Hoek, E. , Bray J.W., (1977), "Rock slope engineering". London: Institute of mining and metallurgical engineering.
- Hoek, E. , E.T Brown. (1980) "Underground excavations in rock". Institution of mining and metallurgy, London, 527 p.
- Hoek, E., Bray. J.W. (1981) "Rock slope engineering" 3erd. Ed. Institution of mining and metallurgy, London, 402 pp.
- Houston, S.L., Houston W.N., Padilla J.M., (1987) "Microcompute. aided evaluation of earthquake-induced permanent slope displacements," Microcomputers in civil engineering, Vol.2, Amsterdam: Elsevier, pp. 207-222.
- Hunter, J.H. , Schuster R.L. (1968), "Stability of simple cuttings in normally consolidated clays", Geotechnique, Vol. 18, No. 3, pp. 373-378.
- Hynes-Griffin, M.E. (1984), " Rationalizing the seismic coefficient method", Miscellaneous paper G.L. 84-13, U.S., Army Engineer Waterways experiment station, Vicksburg, Mississippi.
- Janbú N. (1954) "Stability Analysis of Slopes with Dimensionless parameters". Harvard Soil Mechanics Series No. 46.
- Janbú N. (1967) "Dimensionless Parameters for Homogeneous Earth Slopes", Discussion, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 93, No. SMG Nov..
- Janbú N. (1973) "Slopes Stability Computations. Embankment Dam Engineering". Casa grande Volume, New York, John Wiley.
- Janbú, N. (1968) "Slope stability computations". Soil mechanics and foundation engineering report. Technical University of Norway, Trondheim.
- Jibson, R.W. , Keefer D.K., (1993), "Analysis of the seismic origin of landslides: Examples from the New Madrid seismic zone", Geological Society of America Bulletin, Vol. 21 No.4, pp. 521-536.
- Jibson, R.W., D.K. Keefer, (1993). "Analysis of the seismic origin of landslides: examples from the New Madrid seismic zone" Geological Society of America Bulletin, Vol. 21, No.4, pp. 521-536.
- Keefer, D.K. , Wilson R.C., (1989) " Predicting earthquake-induced Landslides, with emphasis on arid and semi-arid Environments", Proceedings of Landslides in a semi-arid Environment, Vol.2, Riverside, California, Inland Geological Society, pp.118-149.
- Morgenstern N. , Price V. (1965). "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces", Geotechnique Vol 15, March.
- Norrish N.I. , Wyllie D.C., (1996)."Rock slope stability analysis". Landslides investigation and mitigation. Special report 247. Transportation Research Board. National research council. Pp. 391-425.
- O'Connor, M.J. , Mitchell, (1977). "An extension of the Bishop and Morgenstern slope stability charts," Canadian Geotechnical Journal. Vol. 14 No.1 pp. 144-151.
- Prevost, J.H., Abdel-Ghaffar A.M. , Lacy S.J., (1985), "Nonlinear dynamic analysis of an earth Dam", Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 111, No. GR-7, pp. 882-897.
- Skempton A.W. (1977). "Slope stability of cuttings in London clay". In Proc., Ninth international conference on soil mechanics and foundation engineering, Tokyo, pp. 261-270.
- Skempton A.W. (1985). "Residual strength of clays in landslides, folded strata, and the laboratory". Geotechnique, Vol. 35, No. 1, pp. 3-18.
- Skempton, A.W.(1970). "First-time slides in over consolidated clays". Geotechnique, Vol. 20, No. 4, pp. 320-324.
- Spencer, E. (1967), " A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces," Geotechnique, Vol 17 pp 11-26.
- Taylor D.W. July (1937). "Stability of Earth Slops". Journal of the Boston Society of Civil Engineers.
- Taylor, D.W. (1937), "Stability of earth slopes" Journal of the Boston Society of civil engineers, pp. 337-386.
- Wong, F.S. (1984), " Uncertainties in FE modelling of slope stability", Computers & structures, New York; Pergamon, Vol. 19, No.5/6, pp. 777-791

5 Litología y Estructura Geológica

5.1 INTRODUCCION

Cada formación geológica posee una susceptibilidad específica a los deslizamientos y los mapas de inventario de deslizamientos presentan densidades de número o tamaño de los movimientos que son característicos de determinadas áreas dentro de cada formación geológica.

Cuando un talud está formado por varios tipos de roca, el comportamiento geotécnico del conjunto es diferente al de cada material por separado. Deben estudiarse las propiedades de cada tipo de roca, las características de sus discontinuidades y a su vez la interacción de las propiedades y discontinuidades dentro del conjunto (Tabla 5.1).

Tabla 5.1 Clasificación general de ingeniería de los diversos materiales litológicos.

Tipo de material	Formación	Características	Detalles prioritarios
Roca	Ignea Metamórfica	Rocas formadas por cristales de minerales	Estructura geológica. Fracturas.
	Sedimentaria (debe definirse el tipo de roca en la forma más detallada posible).	Rocas formadas por granos cementados, depositados en capas.	Planos de estratificación.
Roca meteorizada (saprolito)	Ignea Metamórfica Sedimentaria	Permanecen algunos rasgos de la roca pero ésta se encuentra descompuesta, en las discontinuidades.	Estructura geológica Discontinuidades Estado de meteorización.
Suelo	Residual	Roca meteorizada en la cual ya no aparecen las características físicas de la roca.	Estructura geológica. Discontinuidades. Propiedades fisicoquímicas.
	Aluvial Coluvial. Glacial Loess	Grupos de partículas o bloques de suelo o roca.	Propiedades físicas.
Materiales heterogéneos	Roca, roca meteorizada, suelo.	Mezcla de diversos materiales en un mismo perfil.	Estructura geológica. Discontinuidades. Meteorización. Propiedades fisicoquímicas.

5.2 LITOLOGIA

Desde el punto de vista litológico los materiales se clasifican de acuerdo a su génesis o formación (Abramson, 1996) diferenciándose dos grupos de materiales diversos que son: la roca y el suelo. Las rocas a su vez se clasifican de acuerdo a su origen así:

Rocas Ígneas intrusivas

Las rocas Ígneas intrusivas son el producto del enfriamiento del Magma, antes de aflorar este a la superficie. Las rocas ígneas forman el 98% del volumen de la corteza terrestre, aunque en superficie son más comunes las rocas sedimentarias y en menor proporción las ígneas y metamórficas.

Las rocas ígneas intrusivas poseen generalmente, una microestructura desordenada e isotrópica con uniones muy fuertes entre los cristales, en su estado intacto. Generalmente, son rocas muy duras y densas, y en su estado natural inalterado poseen una resistencia al cortante muy alta, sin embargo, al fracturarse y meteorizarse pueden ser blandas y débiles. El comportamiento de las rocas ígneas sanas o no meteorizadas en los taludes es controlado por su estructura, conformada por las juntas o diaclasas, fallas y zonas de corte, las cuales actúan como superficies de debilidad. Las principales rocas ígneas intrusivas son el Granito, la Diorita, la Dolerita, y el Gabro.

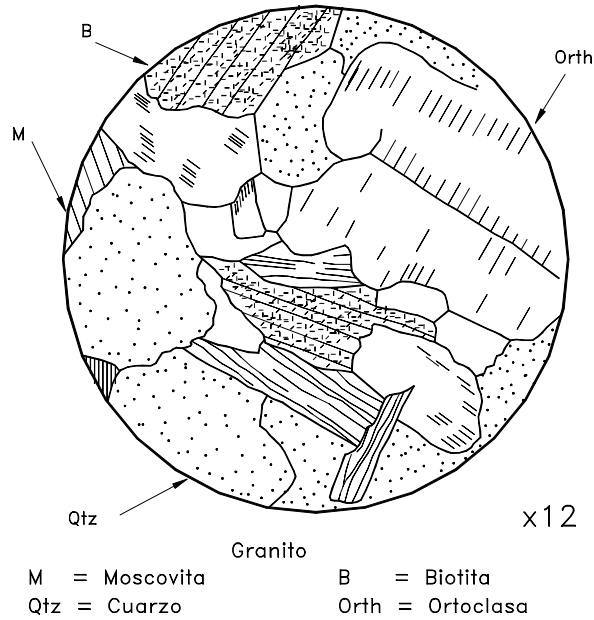


Figura 5.1 Sección delgada de Granito vista al microscopio (Blyth y de Freitas 1984).

Granito

El Granito es una roca ígnea ácida de grano grueso, compuesto principalmente por cuarzo, feldspatos y algo de mica con algunos otros componentes secundarios (Figura 5.1).

El granito se forma por la cristalización lenta del magma, debajo de las cadenas montañosas que se encuentran en proceso de elevación, ocasionado por los intensos movimientos de la corteza terrestre. Las grandes masas graníticas se llaman Batolitos. Las inclusiones menores forman diques, generalmente, de textura fina. La Pelmatita es de composición similar al granito pero posee cristales mucho más gruesos.

El granito es muy importante como roca estructuralmente sana, dura y relativamente resistente a la descomposición.

Diorita

La Diorita es una roca ígnea intermedia de grano grueso compuesta principalmente, de feldespatos, plagioclasa, así como hornblenda, que es un material ferromagnesiano de color verde. El contenido del cuarzo puede llegar hasta el 10%. La roca tiene un color que varía de blanco verdoso a verde, dependiendo del contenido de Hornblenda. La granodiorita es una roca intermedia entre el granito y la diorita y su textura es generalmente gruesas. La diorita se encuentra en masas más pequeñas que los granitos, y frecuentemente forma modificaciones locales a granodiorita, tonalita e inclusiones de granito.

Gabro

El Gabro está compuesto esencialmente por plagioclasas y piroxeno y puede tener pequeñas cantidades de cuarzo, su color es un gris moteado. El tamaño de los cristales es mayor que el de la Dolerita (Figura 5.2).

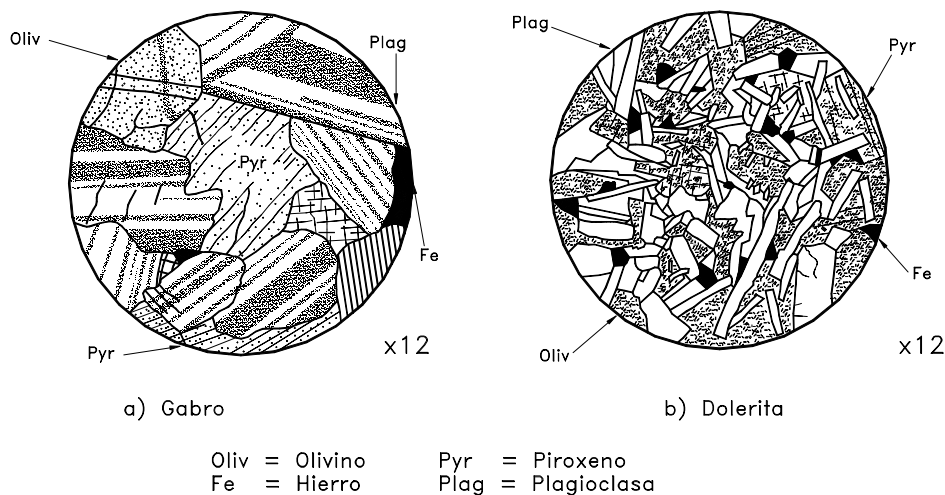


Figura 5.2 Secciones delgadas de Gabro y Dolerita vistas al microscopio (Blyth y de Freitas 1984).

Dolerita

La Dolerita es una roca ígnea básica con alto contenido de magnesio, calcio o sodio en su composición química. Aproximadamente la mitad de la composición mineral, está constituida por los ferromagnesianos olivino, piroxeno y hornblenda. Su color varía de verde grisáceo a verde oscuro. El color más oscuro indica un mayor contenido de hierro. Al meteorizarse produce hidróxidos de hierro y arcilla color café.

Las Doleritas son rocas muy resistentes porque su estructura cristalina se compone de cristales de feldespato de forma tubular y orientados al azar, de modo que toda la masa se comporta como un elemento reforzado.

Las discontinuidades en las Doleritas tienen densidad y orientaciones regulares, a diferencia de los sistemas regulares de juntas que se observan en los granitos. Los planos de las diaclasas son irregulares y es difícil de excavar en la roca porque se requieren generalmente, la utilización de explosivos.

Rocas Volcánicas o ígneas extrusivas

Las rocas Volcánicas o Piroclásticas también conocidas como rocas Igneas extrusivas son producto de la cristalización de los materiales expulsados por los volcanes. Las propiedades ingenieriles de las rocas volcánicas dependen del grado de solidificación y de acuerdo a ésta presentan una variedad de resistencias y permeabilidades. El principal problema de las rocas volcánicas es su fácil desintegración al secarse y humedecerse y la presencia de arcillas activas como la Montmorillonita como subproducto del proceso de meteorización.

Las principales rocas volcánicas son la riolita, la andesita y el basalto y las tobas. La microestructura es muy variada de acuerdo a su proceso de formación.

Riolita

La Riolita es el componente exclusivo de grano fino, del magma granítico que escapó de la superficie a través de una erupción volcánica y presenta algunas características similares a un granito. La roca líquida pudo haber emergido formando una masa de Riolita que se enfrió y solidificó. Muestra un bandeamiento formado por el flujo viscoso de la lava durante la destrucción. Los megacrístales de cuarzo o feldespatos le dan a las Riolitas diferencias de carácter y comportamiento.

Tobas

Las Tobas volcánicas son rocas formadas por material suelto arrojado por un volcán en erupción. Son materiales muy porosos y ricos en vidrio. En ocasiones, las tobas presentan depósitos de materiales arcillosos, expansivos o arcillas inestables.

Andesita

La Andesita es una roca de grano fino volcánica, que se le encuentra como flujo de lava y ocasionalmente, como pequeñas inclusiones. Generalmente, es de color marrón y es muy común en las áreas volcánicas de Sur América. Los minerales constituyentes son esencialmente plagioclasa, hornblenda y biotita con muy poco cuarzo. Tiene básicamente la misma composición de la Diorita, pero tiene un grano más fino y puede contener algunos cristales de Plagioclasa de varios milímetros de largo.

Basalto

El Basalto es una roca ígnea básica de grano fino, formada por la erupción volcánica que se cristaliza en forma muy rápida. El tamaño de los cristales es menor de 0.05 mm. y para observarlo se requiere microscopio (Figura 5.3). La composición mineral del basalto es aproximadamente mitad piroxeno y mitad plagioclasa, hasta con 5% de óxido de hierro.

El Basalto en las zonas volcánicas forma grandes depósitos. Por general, el color es negruzco o verde oscuro pero en ocasiones puede ser rojizo o marrón, debido a la oxidación de los minerales que se convierten en óxidos de hierro. El suelo formado por los Basaltos es muy rico en nutrientes como el potasio y el fósforo y por esta razón, las

zonas de basaltos son utilizadas para agricultura intensiva en las zonas cafeteras de Colombia.

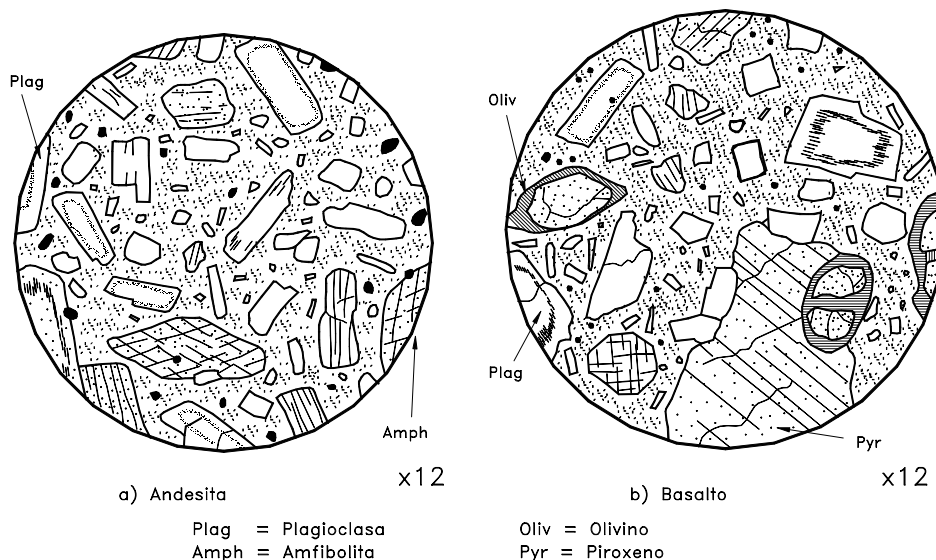


Figura 5.3 Secciones delgadas de Andesita y Basalto vistas al microscopio (Blyth y de Freitas 1984).

El Basalto sano es duro y difícil de excavar y se requiere el uso de explosivos. Es generalmente, un material excelente para construcción. Se puede esperar que durante las excavaciones se encuentren capas o lentes de Basalto meteorizado y pueden desprenderse grandes bloques. El Ingeniero debe estar preparado para manejar las zonas de debilidad que se encuentran debajo de la roca.

Acidez de las rocas ígneas

La acidez es una de las características de las rocas ígneas que más afecta su comportamiento, especialmente por su efecto sobre la meteorización. Las rocas ígneas ácidas son aquellas que poseen un alto contenido de cuarzo y las básicas son las que contienen poco o ningún cuarzo (Tabla 5.2); este se meteoriza con mayor dificultad que los Feldespatos y forma suelos más granulares. El contenido de cuarzo se reconoce como acidez.

Tabla. 5.2 Acidez de las rocas ígneas (Attewell, 1976)

Modo de ocurrencia	Ácida > 66% SiO ₂	Intermedia 52-66% SiO ₂	Básica < 52% SiO ₂
Extrusiva volcánica	Riolita	Andesita	Basalto
Diques e intrusiones menores	Cuarzo Porfirita	Porfirita	Dolerita
Intrusiones mayores Plutónicas	Granito	Diorita	Gabro

La mayoría de las rocas ígneas en estado sano son muy competentes pero al meteorizarse forman suelos que pueden ser poco resistentes.

Rocas Metamórficas

Son el resultado del Metamorfismo o recristalización de rocas ígneas y sedimentarias. En este proceso las rocas son sometidas a cambios texturales y mineralógicos, en tal forma que sus características originales son alteradas o completamente perdidas. Como consecuencia de esto, las rocas metamórficas exhiben un alto rango de características ingenieriles y comúnmente son muy útiles como materiales de construcción.

Las características de comportamiento de los taludes en rocas metamórficas sanas dependen de sus patrones de fracturación y bandeamiento (Microestructura textura y estructura). La foliación y la esquistosidad presente en algunas rocas metamórficas las hacen muy susceptibles a la meteorización (Tabla 5.3). Las rocas metamórficas más comunes son la Cuarzita, el Neiss, el Esquisto, La Serpentinita, la Pizarra, la Filita y el Mármol.

Tabla 5.3 Clasificación de Textura de Rocas Metamórficas

Textura	Roca	Características
Granular	Chert, Cuarzita	Grano fino con predominio de partículas de cuarzo
	Mármol	Granos finos a gruesos, partículas de caliza o dolomita
Bandeada	Neiss	Granos de minerales laminares elongados con bandeado composicional
Foliada	Esquisto, Serpentinita, Pizarra, Filita	Rocas foliadas finas con proporciones altas de filosilicatos

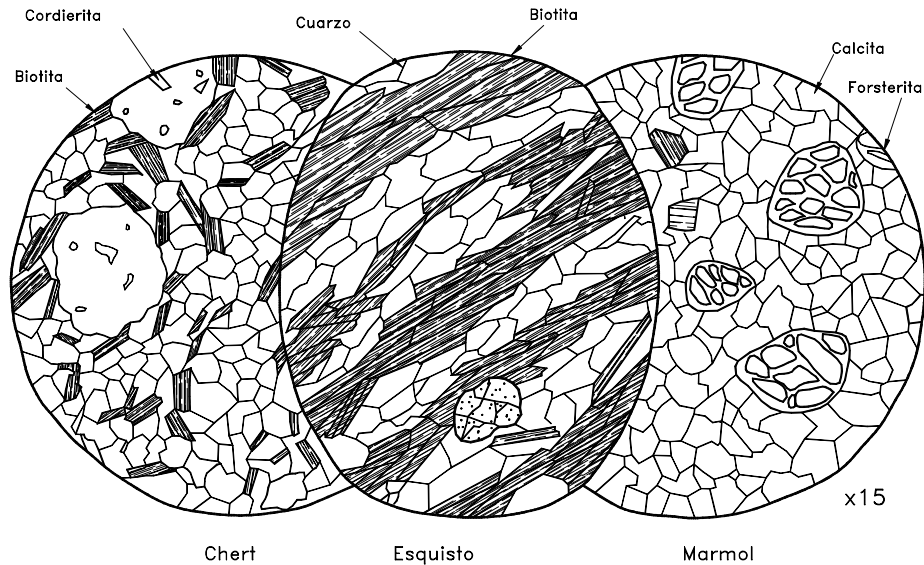


Figura 5.4 Secciones delgadas de rocas Metamórficas vistas al microscopio (Blyth y de Freitas 1984).

Neiss

El Neiss es una roca bandeada o foliada, en la cual bandas de color claro, de cuarzos y feldespatos forman microestructuras paralelas con bandas de otros minerales como

biotita y hornblenda y en algunos casos piroxeno. La biotita está generalmente, acompañada de moscovita.

El ortoneiss es una roca derivada del granito por metamorfismo regional y el paraneiss es derivado de sedimentos. Algunos ortoneisses tienen la composición de un granito o granodiorita. Los Neisses son más resistentes que los esquistos, aunque menos que los granitos.

Esquisto

Los Esquistos son rocas metamórficas que se componen de cristales planos de micas, clorita verde, hornblenda, cuarzo. Los cristales son tubulares y se alinean, de tal manera que las rocas se rompen con facilidad en fragmentos planos (Figura 5.4). Esta roca es muy físil y se parte muy fácilmente. Las superficies de las fracturas son menos lisas que las pizarras. Los esquistos son materiales muy inestables en los taludes debido a su microestructura y a la facilidad con que se meteoriza.

Pizarra

La Pizarra es una roca dura formada bajo la influencia de esfuerzos muy altos sobre sedimentos arcillosos. El proceso de cristalización forma minerales laminares tales como clorita y sericita y algunos granos de cuarzo. Algunas pizarras son derivadas de rocas volcánicas finas como las tobas. En ocasiones, la roca tiene muchos planos de clivaje, de tal manera que se forman láminas planas de roca que se utilizan como material de construcción. En ocasiones, estas capas o láminas son muy delgadas y físilas. La pizarra es una roca relativamente resistente a la meteorización pero se resquebraja muy fácilmente.

Filita

La Filita es una roca similar a la pizarra pero posee cristales planos ovalados como hojas de árbol, que dan a los planos de clivaje una textura característica. Estos planos de clivaje están cruzados por fracturas que a menudo presentan un dibujo geométrico regular, ocasionando que la roca se rompa en forma romboédricas o rectangulares.

Chert

El Chert es un precipitado orgánico e inorgánico de sílica. La sílica es principalmente cuarzo criptocristalino. El chert puede presentarse en forma de precipitación o nodular.

Rocas Sedimentarias

Las rocas Sedimentarias están formadas por la sedimentación y cementación de partículas de arcilla, arena, grava o cantos (Tabla 5.4). Sus características de estabilidad dependen generalmente, del tamaño de los granos, los planos de estratificación, las fracturas normales a la estratificación y el grado de cementación. Las rocas sedimentarias más comunes son el Conglomerado, Breccia, las Lutitas, Areniscas Limolitas, Calizas, Dolomitas, y Evaporitas.

Conglomerado y Breccia

El conglomerado y la Breccia son dos variedades de roca sedimentarias de grano grueso. Se compone de guijarros de materiales resistentes cementados por otros materiales más finos. El nombre depende de la forma de los guijarros, si son redondeados se les llama conglomerados y si son angulosos se les denomina breccias o brechas. En algunos casos contienen material tanto redondeado como anguloso. La porosidad de estas rocas es muy alta y pueden conformar acuíferos importantes.

Los conglomerados son bastante estables y permiten cortes relativamente pendientes debido a su cementación y a que los materiales gruesos tienen un efecto de refuerzo sobre la masa de roca.

Tabla 5.4 Características de las rocas sedimentarias

Roca	Componente	Características
Conglomerado	Partículas grandes redondeadas de roca y fragmentos de minerales.	Más del 50% de los granos mayores de 2 mm y menos del 25% de arcilla
Breccia	Partículas angulares de roca y fragmentos de minerales	Más del 50% de los granos mayores de 2 mm y menos del 25% de arcilla
Arenisca	Partículas redondeadas menores de roca	Más del 50% de los granos entre 2 y 0.06 mm y menos del 25% de arcilla.
Limolita	Partículas del tamaño de limos	Más del 50% de los granos menores de 0.06 mm y menos del 25% de arcilla
Arcillolita	Partículas de arcilla	Más del 50% de arcilla.
Lodolita	Rocas arcillosas con alto contenido de limos	Más del 50% de los limos.
Caliza	Granos de calcita	Más del 50% de calcita y menos del 25% de arcilla.

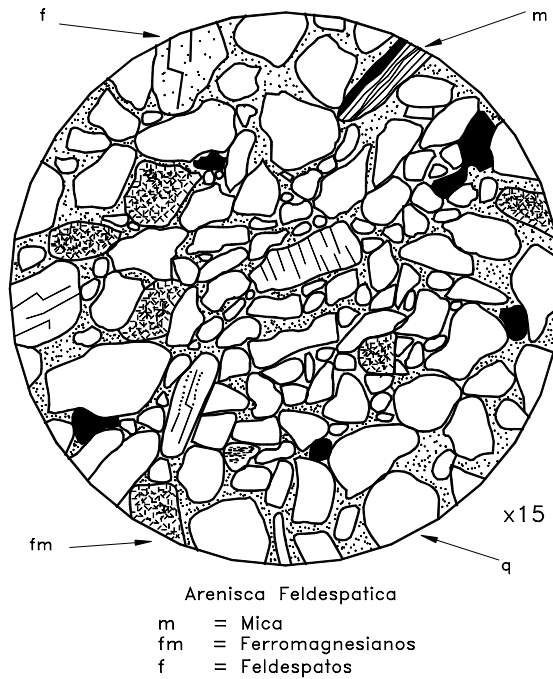


Figura 5.5 Sección delgada de arenisca vista al microscopio (Blyth y de Freitas 1984).

Areniscas

Las areniscas son una forma de arena endurecida por procesos geológicos. El tamaño de los granos varía de 60µm. a varios mm. y están cementados por otros minerales, con frecuencia por el cuarzo precipitado (Figura 5.5).

Las Areniscas se clasifican de acuerdo al tamaño de sus granos como fina, media o gruesa y de acuerdo a la naturaleza de los materiales cementantes. Las areniscas aunque tienden a ser resistentes, en ocasiones son relativamente débiles cuando su cementación ha sido pobre.

El comportamiento de la arenisca meteorizada depende de la clase de cemento. Si es de calcita se disuelve con mayor facilidad que el de sílice. El cemento de óxido de hierro puede dar un color rojo a la roca y el dióxido de hierro un color marrón a amarillo. Algunas areniscas son de color verde grisáceo, debido a cambios ligeros en la composición química. Las areniscas compuestas casi de puro cuarzo se denominan Cuarcitas.

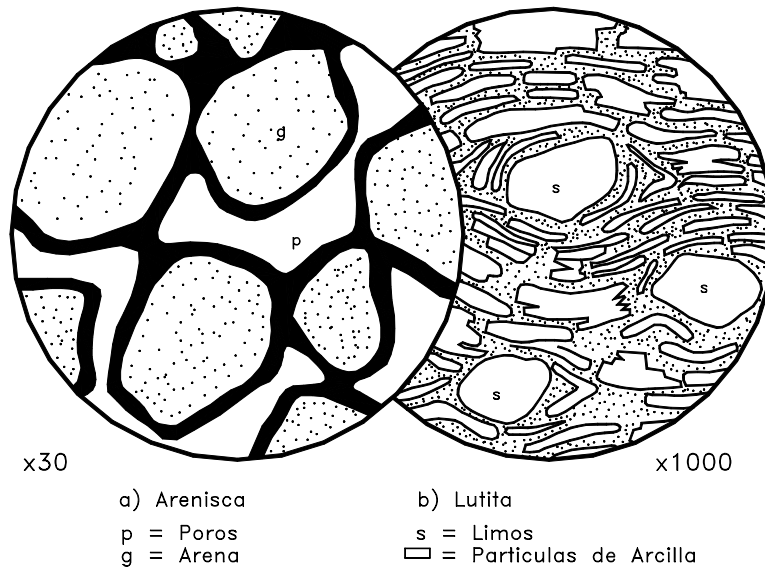


Figura 5.6 Secciones delgadas de areniscas y lutitas vistas al microscopio (Blyth y de Freitas 1984).

Lutitas o Arcillolitas

Las rocas que contienen cantidades importantes de arcilla se les denomina genéricamente como Lutitas, y a ellas pertenecen las limolitas, arcillolitas y lodolitas (Figura 5.6).

Las Lutitas son uno de los materiales más complejo desde el punto de vista de estabilidad de taludes. De acuerdo con el grado de solidificación las Lutitas varían en su comportamiento. Las lutitas de grado bajo tienden a desintegrarse después de varios ciclos de secado y humedecimiento. Algunas Lutitas son muy resistentes pero la mayoría presentan una resistencia al cortante, de mediana a baja. Las lutitas pueden ser arcillosas, limosas, arenosas o calcáreas de acuerdo a los tamaños y composición de las partículas. En ocasiones tienen una presencia de roca cementada y en otras el de un suelo con capas relativamente sueltas.

Las arcillolitas son las lutitas con alto contenido de arcilla, lo cual las hace muy fósiles y susceptibles a deslizamiento. Es muy común encontrar lodolitas negras con alto

contenido de carbón de grano fino y sulfuro de hierro, las cuales son muy fisiles y producen una gran cantidad de deslizamientos.

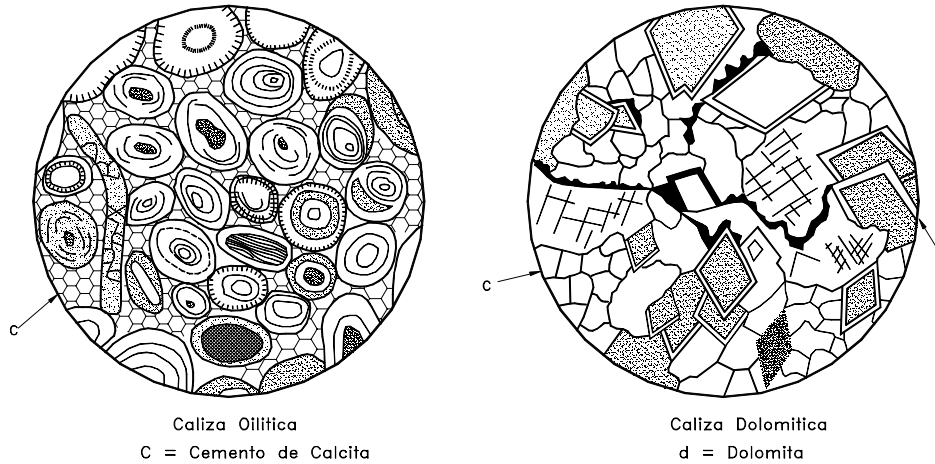


Figura 5.7 Secciones delgadas de caliza vistas al microscopio (Blyth y de Freitas 1984).

Calizas y Dolomitas

La Caliza es una roca sedimentaria con más del 50% de carbonato de calcio (Figura 5.7). Esta roca es por lo general dura y compacta, pero se presentan problemas geotécnicos relacionados con la disolución del CaCO_3 .

Existe una variedad de rocas de la familia de la caliza dependiendo de las cantidades de carbonato de calcio, arena, limos, conchas de animales marinos y arcilla. Las calizas generalmente, son de color gris azulado pero las hay también blancas y de otras coloraciones. En las calizas se pueden formar grandes cavernas que actúan como conductos internos del agua subterránea, las cuales pueden conducir cantidades importantes de agua de un sitio a otro y facilitar la infiltración general.

La denudación de las rocas calizas ocasionada por la infiltración del agua de lluvia conforma una topografía kárstica. En una zona kárstica la mayoría de la precipitación pluvial se infiltra a través de fracturas y cavernas.

Las arcillolitas calcáreas o margas son arcillolitas cementadas con material calcáreo. Las calizas en las cuales la calcita es reemplazada por dolomita, un producto con alto contenido de magnesio se les llaman dolomitas.

Evaporitas

Las Evaporitas incluyen el yeso, la anhidrita y halita. Ellas, generalmente están asociadas con las arcillolitas, las limolitas y las calizas, formando capas de evaporitas.

Suelos residuales

Los suelos residuales son el producto de la meteorización de las rocas y su comportamiento depende de las propiedades de la roca original y del grado de descomposición.

Los deslizamientos de tierra son muy comunes en suelos residuales, especialmente en los periodos de lluvias intensas. En el capítulo 6 se presenta detalle de la clasificación y comportamiento de los suelos residuales.

Suelos aluviales

Los suelos aluviales son depósitos transportados por el agua en movimiento y depositados cuando la velocidad del agua ha disminuido; estos materiales pueden ser de origen fluvial o lacustre y pueden contener partículas finas, gruesas o entremezcladas. Los depósitos aluviales generalmente, son estratificados y la permeabilidad en la dirección horizontal es mayor que en la dirección vertical.

Los suelos aluviales, compuestos por arcilla tienden a ser blandos y los de arena tienden a ser sueltos. Debido a su poca cementación, los materiales aluviales son propensos a erosión y deslizamientos.

En ocasiones, los suelos aluviales presentan una matriz de arcilla cementando los granos de arena, grava y limos. Estos cementantes son generalmente, óxidos de hierro o arcillas. Los suelos aluviales cementados forman, en ocasiones, terrazas altas con niveles freáticos colgados muy susceptibles a los deslizamientos.

Suelos glaciales

Los depósitos glaciales son transportados por los glaciales, los cuales al aumentar la temperatura, se deshuelan y se forman estos depósitos de suelo de origen glacial. Los depósitos glaciales pueden variar en composición de tamaño de granos, desde grandes cantos hasta las arcillas.

Suelos eólicos

Los suelos Eólicos son transportados por el viento y varían desde Dunas de arena hasta Loess, que son depósitos de arena fina y limos. Generalmente, tienen muy poca vegetación y los materiales son muy ricos en cuarzo y poco densos.

El principal problema de los depósitos Eólicos es la erosión.

Depósitos orgánicos

Son depósitos de materiales orgánicos, los depósitos de turba o material orgánico que no se ha descompuesto totalmente, debido a su alto contenido de agua. Los depósitos orgánicos en ocasiones se encuentran estratificados con otros elementos tales como limos o arenas o entremezclados con arcilla. Estos materiales son muy problemáticos para la ejecución de excavaciones por su muy baja resistencia al cortante. Es común, que los materiales orgánicos fluyan al realizar excavaciones o se licúen en los eventos sísmicos.

Suelos coluviales

Los suelos coluviales o coluviones son depósitos de ladera, producto de desprendimientos o deslizamiento de roca o suelo y son materiales muy susceptibles a los deslizamientos.

Al final del presente capítulo se hace una descripción detallada del comportamiento de estos materiales.

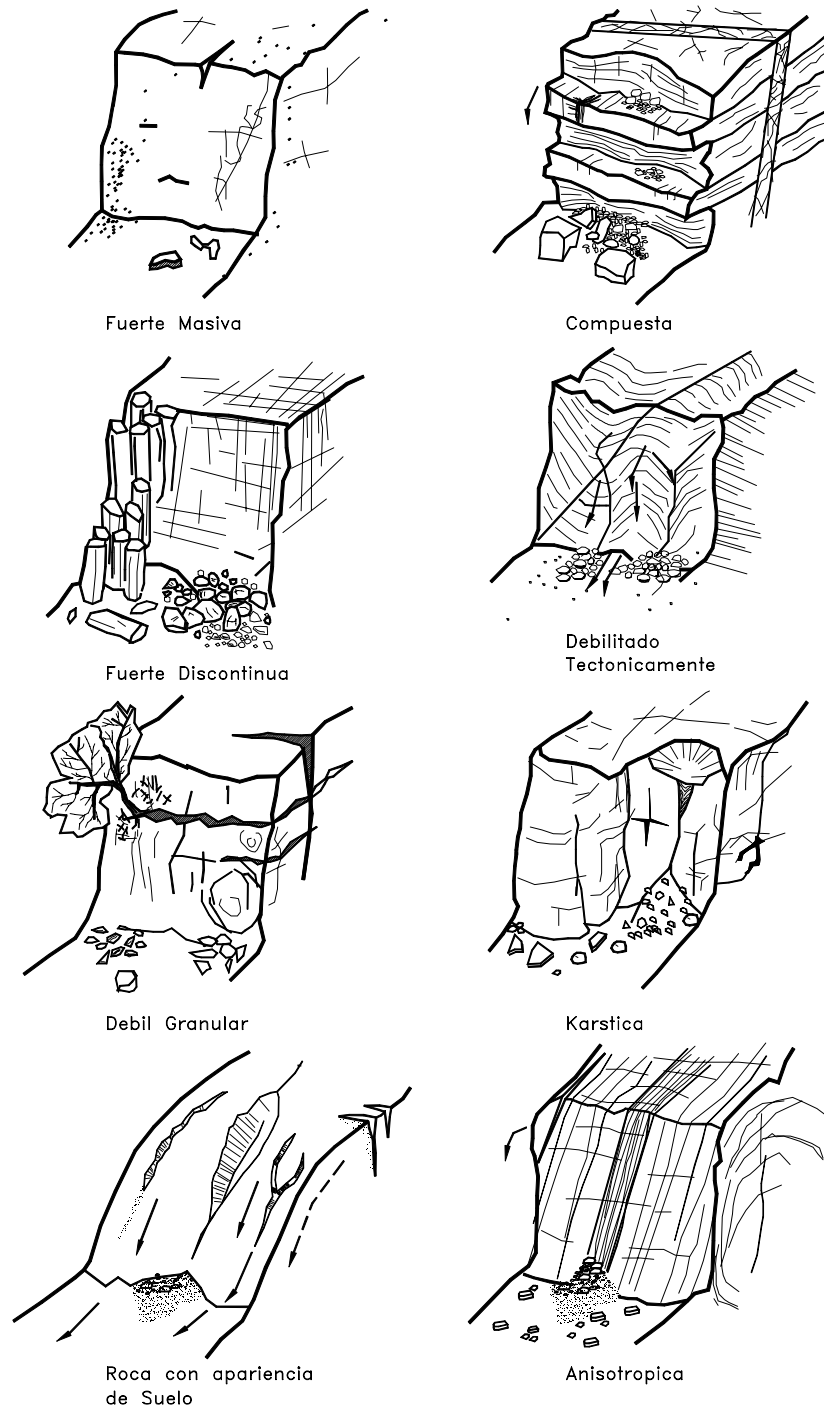


Figura 5.8 Grupos litoestructurales (Nicholson y Hencher, 1997).

5.3 GRUPOS LITOSTRUCTURALES

Nicholson y Hencher (1997) proponen una clasificación de las rocas (Figura 5.8), de acuerdo a grupos litoestructurales, teniendo en cuenta sus susceptibilidades, resistencia y características litológicas, la cual se indica a continuación:

1. Roca fuerte masiva

Tipos de roca

Granito, Gabro, Dolerita, Basalto, Riolita, Metacuarcita, Neiss, Caliza y Mármol.

Características

Resistente a la mayoría de los procesos de deterioro de masas de roca, aunque pueden ser más susceptibles a la meteorización. Puede ocurrir desintegración localizada alrededor de las discontinuidades mayores, conduciendo a caídos de bloques. Los caídos de granos ocurren en las rocas algo débiles.

2. Roca fuerte discontinua

Tipos de roca

Arenisca con uniones de sílica y conglomerados, ortocuarcita, piroclásticos, calizas, dolomitas, mármoles y rocas ígneas fisuradas.

Características

Susceptible a varios modos de deterioro dependiendo del sistema de fracturas. Los caídos de roca y desmoronamiento de los taludes son dominantes con caídos de bloques y de placas de roca e inclinaciones.

3. Roca compuesta

Tipos de roca

Intercalaciones de estratos duros y blandos, rocas bandeadas o con intrusiones ígneas.

Características

Susceptible a meteorización diferencial que conduce al colapso de los overhangs con caídos de bloques y de rocas asociados.

4. Roca debilitada tectónicamente

Tipos de roca

Roca fallada o bandeada con fracturas y zonas de breccia.

Características

Zonas trituradas o cortadas y altamente fracturadas, susceptible a colapso, desmoronamiento, caídos de roca y bloques.

5. Roca débil granular

Tipos de roca

Arenisca friable, arcillolita, arenisca o conglomerado con uniones de yeso, arcilla o calcio, margas y calizas débiles.

Características

Susceptible a meteorización del material y debilitamiento que conduce a la formación de láminas, caída de granos, lavado de granos y ocasionalmente colapso y caída de bloques. La fragmentación se puede asociar con la penetración de elementos extraños por las fisuras.

6. Roca kárstica

Tipos de roca

Calizas generalmente, duras.

Características

Susceptible a la formación de cavidades de disolución y colapso. Generalmente aparecen masas discontinuas de roca dura que son susceptibles a desmoronamiento y caídos de roca que puede acelerarse por la actividad de disolución. Se pueden desarrollar diversos tipos de formas Kársticas.

7. Roca Anisotrópica

Tipos de roca

Lutitas, pizarras, filitas y esquistos con estructura laminar.

Características

Susceptible a la formación de cáscaras y láminas que pueden colapsar. También son susceptibles al lavado superficial y proceso de erosión.

8. Roca con apariencia de suelo

Tipos de roca

Chalk, marl, areniscas muy débiles, roca altamente meteorizada y suelo residual.

Características

Susceptible a procesos de erosión, surcos y cárcavas. El deterioro primario ocurre por lavado superficial y caída de granos con flujos de detritos y colapso como modos secundarios.

5.4 MICROESTRUCTURA DE LAS ROCAS

Minerales

Las rocas de todas las tres clases principales de rocas, están compuestas de un grupo grande y variado de minerales, aunque solamente unos pocos minerales son los principales componentes de la roca. Los minerales más comunes son los feldespatos y en una menor proporción el Cuarzo.

En el caso de las rocas ígneas, los minerales en orden de frecuencia son feldespatos (62%), cuarzo (21%), hornblenda, piroxeno y micas. Las rocas metamórficas contienen otros minerales tales como clorita, granate y epidotita, mientras las rocas sedimentarias contienen carbonatos, arcillas, sales minerales, yeso y anhidrita.

Feldespatos

Los Feldespatos son silicoaluminatos de potasio, sodio y calcio. Hay tres clases principales de albita: $\text{NaAlSi}_3\text{O}_8$; ortoclasa: KAlSi_3O_8 y anortita: $\text{CaAl}_2\text{Si}_2\text{O}_8$. Son de color blanco pero pueden tener varias tonalidades. Los cristales de feldespato se fraccionan con facilidad a lo largo de planos suaves y se observan fácilmente en las rocas debido a que estas superficies reflejan la luz.

Cuarzo

Es un mineral duro y químicamente resistente. No se raya con una navaja. Forma hermosos racimos de cristales en cavidades de roca, y se presenta en muy diversos colores, muchos de ellos transparentes. El cuarzo se observa con frecuencia en vetas de color blanco en las areniscas o se le encuentra como grano de arena en los depósitos aluviales.

Partículas que conforman la roca o suelo

Las partículas que conforman la roca y el suelo pueden determinar el comportamiento de los materiales. El tamaño de las partículas puede variar desde grandes bloques de varios metros de diámetro hasta las partículas de arcilla y generalmente, se les subdivide en seis grandes categorías:

- a. *Bloques*: Tamaños superiores a 300 mm.
- b. *Cantos*: Tamaños de 150 a 300 mm.
- c. *Gravas*: Gruesas de 18 a 150 mm. y finas de 4.76 a 18 mm.
- d. *Arenas*: Gruesas de 2 a 4.76mm, medias de 0.42 a 2mm y finas de 0.074 a 0.42mm.
- e. *Limos*: Partículas granulares menores de 0.074 mm.
- f. *Arcillas*: Partículas plásticas de tamaño menor a 0.074 mm.

Las partículas gruesas, tales como bloques y cantos, pueden tener un efecto estabilizante, debido a su tamaño y usualmente las arenas gruesas y las gravas son relativamente estables, si no están afectadas por presiones de poro. Por otro lado los limos y arcillas tienden a ser inestables en estado saturado.

Las partículas de arcilla poseen una composición mineral que la hacen susceptibles a expansión.

Las Arcillas

Las arcillas son esencialmente hidróxido de aluminio microcristalinos formando capas de silicatos, los cuales tienen una estructura en capas o partículas laminares. Los principales tipo de arcilla son las caolinitas, las illitas y motmorillonitas. De las propiedades de las arcillas, la capacidad de intercambio catiónico generalmente, controla su comportamiento frente al agua y su inestabilidad (Tabla 5.5). A mayor capacidad de intercambio catiónico la arcilla es más inestable.

Tabla. 5.5 Capacidad de intercambio catiónico de las arcillas (Grim, 1962).

Arcilla	Capacidad de intercambio catiónico en miliequivalentes por cien gramos
Caolinita	3-15
Aloisita -2H ₂ O	5-10
Aloisita - 4 H ₂ O	10-40
Illita	10-40
Montmorillonita	8-150

De las motmorillonitas, la motmorillonita sódica o Bentonita es muy conocida en el ámbito de la ingeniería, la cual posee la capacidad de absorber grandes cantidades de agua. El tipo de mineral de arcilla presente y el porcentaje, en proporción con el total de minerales afecta en forma considerable el comportamiento del suelo. Una forma de poder analizar este comportamiento son los Límites de Atterberg o Límites de Plasticidad (Tabla 5.6). En general, las otras propiedades de las arcillas, como son sus características de expansión y contracción siguen un mismo patrón ante las propiedades de plasticidad, entre más plástico el material mayor su potencial de expansión y menor su resistencia al cortante.

Tabla. 5.6 Valores de Límites de Atterberg para los minerales de arcilla (Mitchell, 1976)

Arcilla	Límite Líquido %	Límite plástico %	Límite de contracción %
Caolinita	30 – 100	25 - 40	25 – 29
Aloysita – 2H ₂ O	35 - 55	30 - 45	
Aloysita – 4H ₂ O	50 - 70	47 – 60	
Illita	60 - 120	35 - 60	15 – 17
Motmorillonita	100 - 900	50 - 100	8.5 - 15

Textura

El concepto de textura se refiere a la manera en la cual los granos individuales o minerales se encuentran en la roca.

Textura Cristalina

Ocurre en las rocas intactas donde todos los granos son parte del proceso de cristalización.

Textura Hipocristalina

Corresponde a rocas intactas, incluyendo algunas rocas volcánicas, las cuales también contienen minerales amorfos vidriosos.

Textura Hidralina

Rocas intactas amorfas por ejemplo, vidrios naturales y algunas rocas volcánicas poseen una textura hidralina.

Textura Clástica

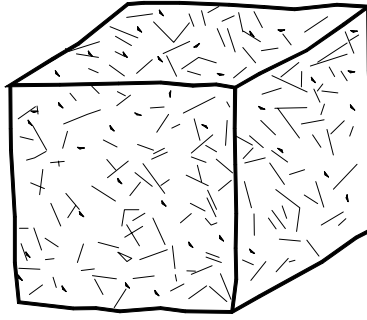
Los granos o minerales se han formado de la desintegración de otros materiales y forman la mayoría de las rocas sedimentarias.

La textura de las rocas intactas también puede clasificarse de acuerdo a la forma de sus granos y minerales. La descripción de la forma de los granos se realiza generalmente, de una manera cualitativa, utilizando términos medios tales como cúbica, prismática, elipsoide, columnar, tabular, etc.

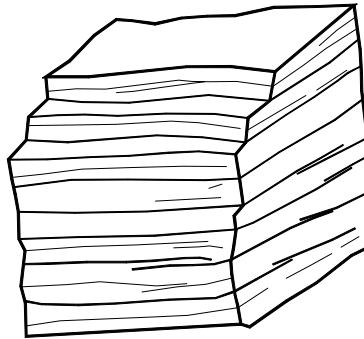
Finalmente, el tamaño absoluto y la distribución de tamaño de los granos o minerales completan la descripción de la textura utilizando términos tales como fino, pequeño, medio, grueso, largo, gigante, etc.

Fábrica

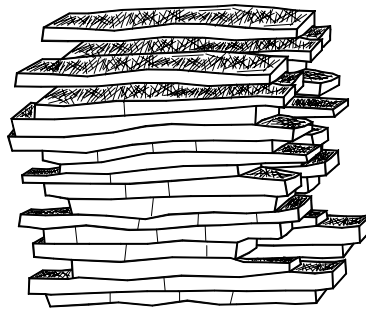
El concepto de fábrica se refiere al arreglo espacial de los granos o minerales en la roca intacta, o sea, la orientación de los minerales entre sí en tres dimensiones (Figura 5.9). El concepto de fábrica también incluye la porosidad y el contenido volumétrico de granos.



Desordenada Isotrópica
Ej: Rocas Igneas y Areniscas



Paralela Plana Anisotrópica
Ej: Rocas Igneas y Sedimentarias



Paralela Lineal Anisotrópica
Ej: Algunas Rocas Metamórficas

Figura 5.9 Algunos modelos de fábrica de rocas.

Fábrica Desordenada

La fábrica aleatoria o completamente irregular ocurre muy frecuentemente en el caso de rocas ígneas. Esta fábrica se caracteriza por la distribución estadísticamente uniforme

de los ejes cristalográficos de los granos. Algunas areniscas homogéneas poseen una fábrica desordenada y generalmente, igual situación ocurre con las calizas.

Fábrica Paralela

Algunas rocas ígneas durante su formación como un resultado de flujo de la lava, al solidificarse forman fábricas paralelas. Esta fábrica puede estar compuesta de arreglos paralelos de cristales o agregados de cristales. Las formaciones tabulares o planares paralelas o paralelas lineales se encuentran dentro de este grupo.

La característica más importante de la fábrica en rocas sedimentarias, es la estratificación, la cual es una forma de fábrica paralela.

Fábrica Fibrosa

Las rocas metamórficas durante el proceso de recristalización cambian en forma importante la fábrica. Las características de cada tipo de fábrica se describen con términos como equistosidad y bandeamiento. Esta fábrica fibrosa también se le encuentra en los Neises y ocasionalmente en las pizarras.

Existe otro tipo de fábricas menos comunes, las cuales no se consideraron importantes para el propósito del presente texto, tales como las estructuras en punta de lápiz, etc.

5.5 ESTRUCTURA DE LA MASA DE ROCA

El término estructura se refiere al sistema de discontinuidades en la masa de roca y el término discontinuidad se utiliza para describir las diversas superficies a lo largo de las cuales, la consistencia de la roca intacta se interrumpe.

Si en la roca sana o meteorizada aparecen discontinuidades o planos de debilidad, estos pueden definir el mecanismo de falla del talud.

Los principios del análisis dependen de:

1. La identificación de los sistemas de juntas y otras discontinuidades.
2. La relación de estos sistemas con las posibles superficies de falla.
3. Los parámetros de resistencia de las juntas y su relleno.
4. La presión de agua en las discontinuidades.

Estratificación

La estratificación corresponde a los contactos de depositación de materiales ,que ocurrieron durante el proceso de formación de la roca . Por ejemplo en las rocas sedimentarias es común encontrar mantos de arenisca formados sobre mantos de lutita o viceversa (Fotografía 5.1). En rocas volcánicas también se presentan superficies de estratificación como se puede observar en la Fotografía 5.2 ,en donde se ve claramente un manto de cenizas volcánicas sobre un Basalto.

Discontinuidades paralelas a la estratificación

Los cambios que ocurrieron durante el proceso de sedimentación pueden haber producido juntas paralelas a ésta. Por ejemplo, cuando en el proceso de sedimentación se depositaron capas de diferente tamaño de grano. Otro caso de estas juntas se debe al agrietamiento por consolidación de las rocas sedimentarias o a procesos tectónicos. Esta estratificación estructural puede también ser el resultado de compresiones u otro tipo de esfuerzos.

Fotografía 5.1 Estratificación de manto de arenisca sobre Lutita

Fotografía 5.2 Estratificación de ceniza volcánica sobre basalto.

Discontinuidades paralelas a la esquistocidad

De manera similar a la estratificación pueden aparecer juntas paralelas a la esquistocidad, las cuales ocurren a espaciamientos diferentes y con persistencia diferida.

Pliegues

La formación de pliegues tanto en rocas sedimentarias como metamórficas es causada por cargas tectónicas, resultando en la formación de plegamientos de la esquistocidad o estratificación. Los esfuerzos sobre la roca que ocurren durante la formación de los pliegues conducen al desarrollo de juntas. Estas juntas se denominan de acuerdo a su posición con respecto al eje del pliegue, utilizando términos tales como diagonal, transversal o longitudinal, los cuales generalmente se forman a ángulos rectos con estratificación o la esquistocidad plegada. Estas juntas ocasionalmente son interrumpidas por las juntas de estratificación o paralelas a la esquistocidad y es importante definir las características de su continuidad (Figura 5.10).

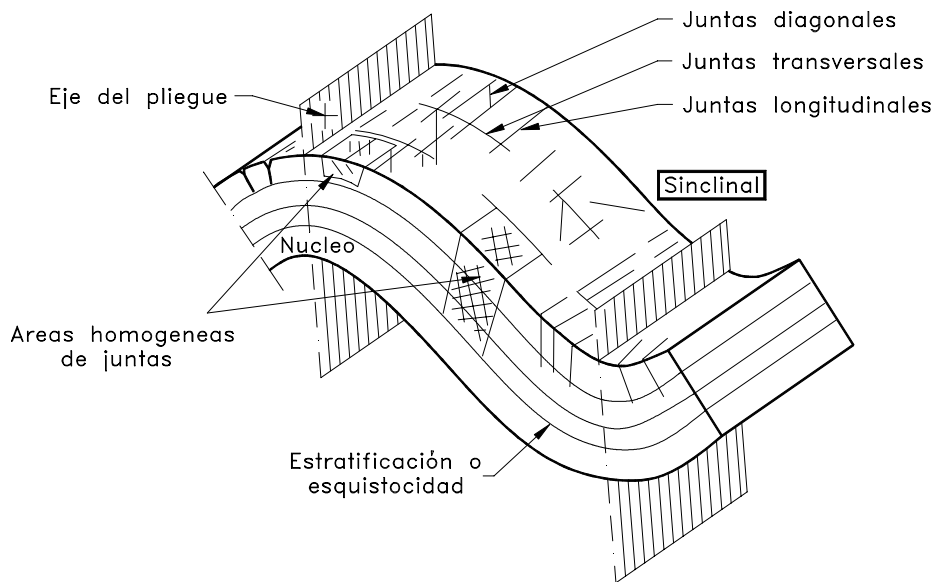


Figura 5.10 Elementos y juntas de un pliegue.

Fallas

Las fallas son un elemento muy importante de la masa de roca, debido a que en ellas ha ocurrido desplazamiento de las masas de roca. Las fallas se clasifican de acuerdo a su dirección de desplazamiento (Figura 5.11). Debe hacerse una diferenciación entre las fallas hacia abajo del buzamiento y hacia arriba, los movimientos ortogonales al buzamiento y los movimientos de rotación de bloques.

Las fallas generalmente, actúan como camino preferido del agua debido a que comúnmente, la roca se encuentra fracturada a lado y lado de la falla. El flujo de agua, produce meteorización química así como lavado y erosión, y éstos a su vez, pueden

conducir a una abertura de la superficie de la falla, formando una especie de grietas discontinuas. Estas fallas con frecuencia se encuentran rellenas de materiales.

La ocurrencia frecuente de milonitas en la zona de falla puede explicarse debido a los esfuerzos muy altos sobre la roca intacta y la meteorización química. Las milonitas están compuestas de roca pulverizada, que en ocasiones se reduce a arcilla. Las zonas de milonitas pueden alcanzar varios metros de espesor y extenderse a largas distancias a lo largo de la falla. Estas milonitas pueden ser muy importantes en el análisis de estabilidad de taludes. La roca intacta en la inmediata vecindad de la superficie de la falla, en ocasiones se inclina en la dirección del movimiento de la falla, formando una zona de deformación de la roca con su correspondiente pérdida de propiedades. Las estrías o espejos de falla (Slickensides) son comunes en las superficies de la falla. Estas superficies son generalmente lisas y poseen muy baja resistencia al cortante.

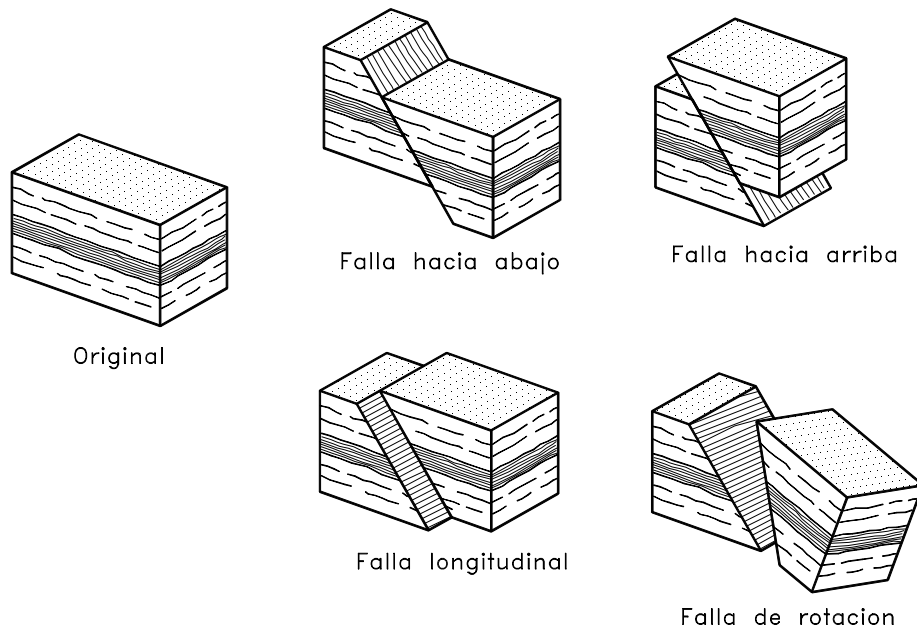


Figura 5.11 Tipos de falla (Wittke 1990).

Rumbo y Buzamiento

En una discontinuidad geológica se requiere cuantificar su rumbo y buzamiento y compararlo con el del talud (Figura 5.12). El ángulo de inclinación que forma el plano de la discontinuidad con la horizontal se le llama buzamiento y puede medirse por medio de un clinómetro en grados y minutos. Normalmente, con el conocimiento de los grados es suficiente ya que el margen de error en la medición es relativamente alto y el buzamiento de la discontinuidad no conserva el mismo valor exacto dentro del talud.

La dirección o rumbo de la discontinuidad va a definir junto con el ángulo de pendiente del talud y su rumbo la ocurrencia o no de ciertos tipos de movimiento, especialmente en rocas. Si la orientación de las discontinuidades favorece una falla, la importancia de otros parámetros disminuye (Figura 5.13).

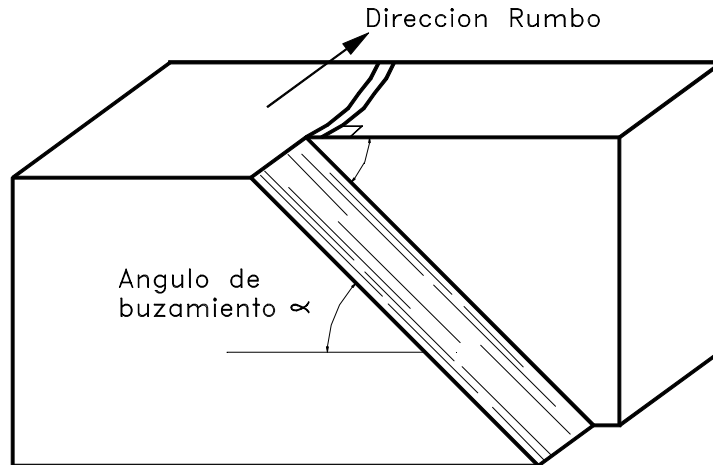


Figura. 5.12 Rumbo y Buzamiento.

Se requiere determinar las discontinuidades cuya orientación es hacia fuera del talud y su peligrosidad aumenta a medida que se acerca su buzamiento a la pendiente del talud. En una vía o excavación de longitud importante la dirección del talud o de las discontinuidades varía, mientras en un sitio determinando la inestabilidad está determinada por una discontinuidad o familia de juntas, en otro sitio cercano puede ser otra la que presenta riesgo más alto de falla. El grado de estabilidad también varía a lo largo de la altura del talud. Un sistema de juntas puede presentar una condición de estabilidad en la parte alta del talud y de inestabilidad en su parte baja y viceversa.

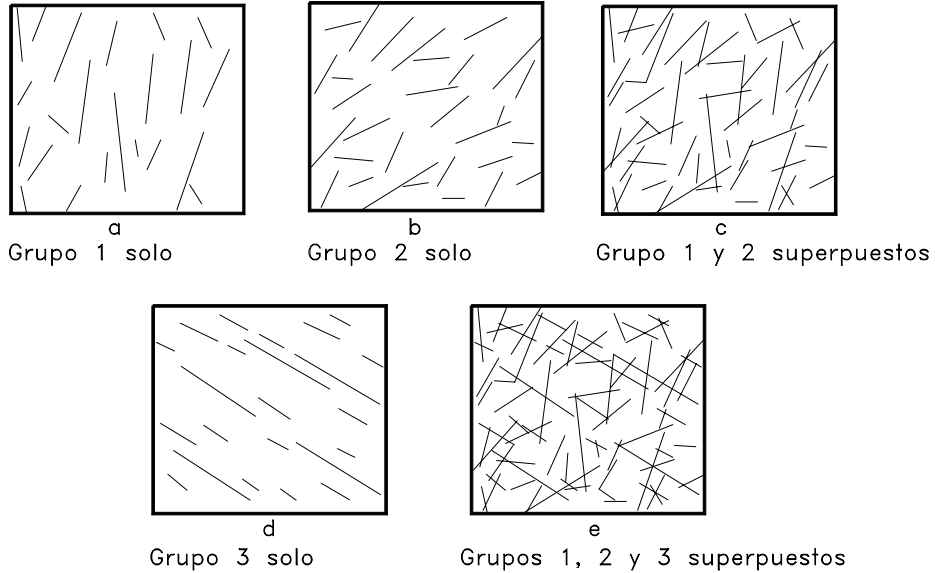


Figura. 5.13 Grupos de Discontinuidades.

Continuidad

La continuidad es una propiedad difícil de evaluar. Este factor puede definir la magnitud de las posibles fallas ocasionadas por la presencia de discontinuidades. La extensión y espaciamiento de las discontinuidades se presenta en la figura, de acuerdo a la clasificación propuesta por Duncan y Goodman (1968). Se propone que se diferencie entre las unidades sencillas no repetidas y aquellas que se repiten en el espacio y que forman un grupo o familia de discontinuidades.

Espaciamiento

El espaciamiento de las discontinuidades indica la extensión hasta donde las propiedades de la roca intacta y de las propiedades de la discontinuidad separadamente, afectan las propiedades mecánicas del bloque de roca. Una roca es más débil si el espaciamiento es muy cercano y más fuerte si el espaciamiento es grande. Dentro de una misma formación el espaciamiento cambia de un punto a otro y se requiere caracterizar este fenómeno en los sitios específicos de los problemas a estudiar.

Tabla 5.7 Espaciamiento de Discontinuidades (Geotechnical Control Office, Hong Kong, 1988)

Descripción	Espaciamiento
Espaciamiento extremadamente ancho	> 6m.
Espaciamiento muy ancho	2m – 6m
Espaciamiento ancho	600mm – 2m
Espaciamiento medio	200 mm – 600mm
Espaciamiento cercano	60 mm – 200 mm
Espaciamiento muy cercano	20 mm – 60 mm
Espaciamiento extremadamente cercano	< 20 mm

Tabla 5.8 Tamaño de Abertura (Geotechnical Control Office, Hong Kong, 1988)

Descripción	Distancia de abertura entre paredes de la Discontinuidad
Ancha	> 200 mm
Moderadamente ancha	60 – 200 mm
Moderadamente angosta	20 – 60 mm
Angosta	6 – 20 mm
Muy angosta	2 – 6 mm
Extremadamente angosta	> 0 – 2 mm
Apretada	Cero

Abertura y relleno

La junta puede ser cerrada, abierta o rellena, tal como se muestra en la figura 5.14 y de acuerdo a su estado es su comportamiento. El movimiento de agua a lo largo de las juntas tiende a producir por depósito o por meteorización la presencia de rellenos o materiales blandos dentro de la junta.

Las propiedades más importantes del relleno son su grosor, tipo y resistencia. Su grosor puede definir si es suficiente para impedir que las paredes de la discontinuidad se toquen entre sí. Si el grosor es suficiente, las propiedades del material de relleno van a

determinar la ocurrencia de las fallas pero si la abertura de la junta es pequeña, las propiedades de aspereza de las paredes son el factor más importante a considerar.

En los casos donde los rellenos son muy delgados, debe medirse la amplitud promedio de la aspereza utilizando una línea recta y comparar estos con el promedio del espesor total del relleno. En algunos casos, es de gran ayuda hacer esquemas de campo en que muestren el estado de la junta y su relleno.

Aspereza

La aspereza mide el grado de rugosidad de las juntas. Se deben definir macro y microasperezas. Las macroasperezas u ondulaciones afectan esencialmente la dirección del movimiento y producen cambio en el buzamiento dentro del talud.

Las microasperezas definen la resistencia al corte de la discontinuidad y la posibilidad o no de una falla.

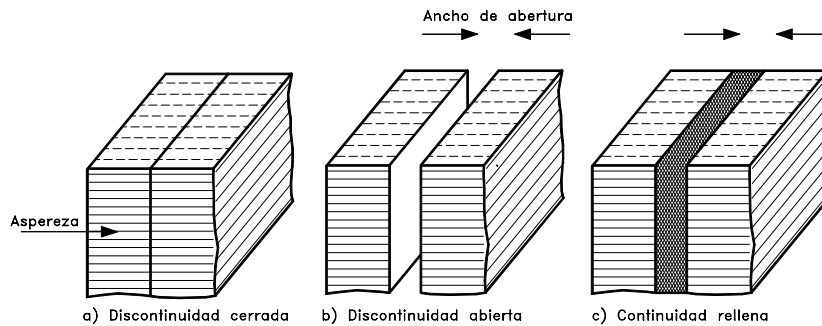


Figura. 5.14 Tipos de discontinuidad.

Resistencia al cortante

La Resistencia al cortante es relativamente alta en discontinuidades naturalmente cerradas, aún en el caso de taludes de alta pendiente. Sin embargo, la resistencia al cortante disminuye en forma muy importante al abrirse la discontinuidad. Además, la naturaleza del material de relleno es el principal parámetro que afecta la resistencia al cortante, dentro de una discontinuidad abierta seguida de la aspereza de la junta. La resistencia al cortante pico dentro de la discontinuidad cerrada no ocurre al mismo desplazamiento que la máxima dilatancia sino a desplazamientos mucho menores. (Ferreira, 1997).

Movimientos anteriores en la discontinuidad

Los desplazamientos al corte en una discontinuidad producen la rotura de las asperezas y reducen la resistencia al corte de un valor pico a un valor residual. La dificultad consiste en identificar en una familia de juntas aquellas discontinuidades que han sufrido movimientos y que presenta alto riesgo de deslizamiento, con relación a las demás por la disminución de la resistencia al corte.

5.6 FALLAS CONTROLADAS POR LA ESTRUCTURA

Para el análisis de fallas por grupos de discontinuidades se recomienda utilizar el siguiente procedimiento:

1. Determinar los grupos de juntas más “significativos”, evaluando su valor relativo dentro de la familia de las juntas, en cuanto a posibilidad de ocurrencia de un movimiento (Figura 5.15).
 2. Para cada grupo determinar su orientación, buzamiento, espaciamiento, abertura, resistencia al corte, etc.
 3. Estudiar por medio de bloques en el espacio las diversas posibilidades de ocurrencia de fallas.
 4. Hacer el análisis de estabilidad de cada uno de los bloques identificados.
- Debe en todos los casos estudiarse la posibilidad de ocurrencia, no sólo de fallas al corte sino fallas por volteo y fallas de grupos de bloques. En estos casos el Ingeniero o Geólogo debe estudiar la estabilidad del talud en el espacio en tres dimensiones.

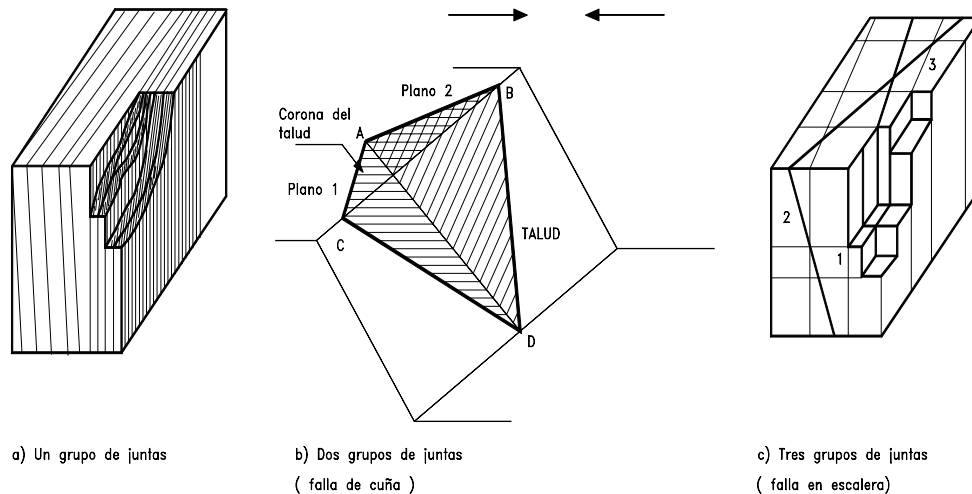


Figura 5.15 Efectos de los grupos de juntas.

Una masa de roca fracturada es altamente anisotrópica con respecto a su resistencia al corte. Una combinación progresiva de grupos de juntas es un problema complejo por la dificultad que existe para definir una superficie de falla, que puede vincular varios grupos diferentes de discontinuidades.

Falla plana

Es la falla por desplazamiento de la roca sobre una discontinuidad; Esta falla se puede analizar como una superficie recta de acuerdo a los procedimientos indicados en el capítulo 3. Debe analizarse la proporción de discontinuidad intacta, separada o rellena y las propiedades de fricción y cohesión a lo largo de cada sector homogéneo de discontinuidad.

Falla en cuña

Un caso importante y común de falla en roca sucede cuando la intersección de planos de discontinuidad forma un vértice en dirección hacia fuera del talud. En estos casos se puede producir una falla de una cuña cuando los planos de discontinuidad son independientemente estables.

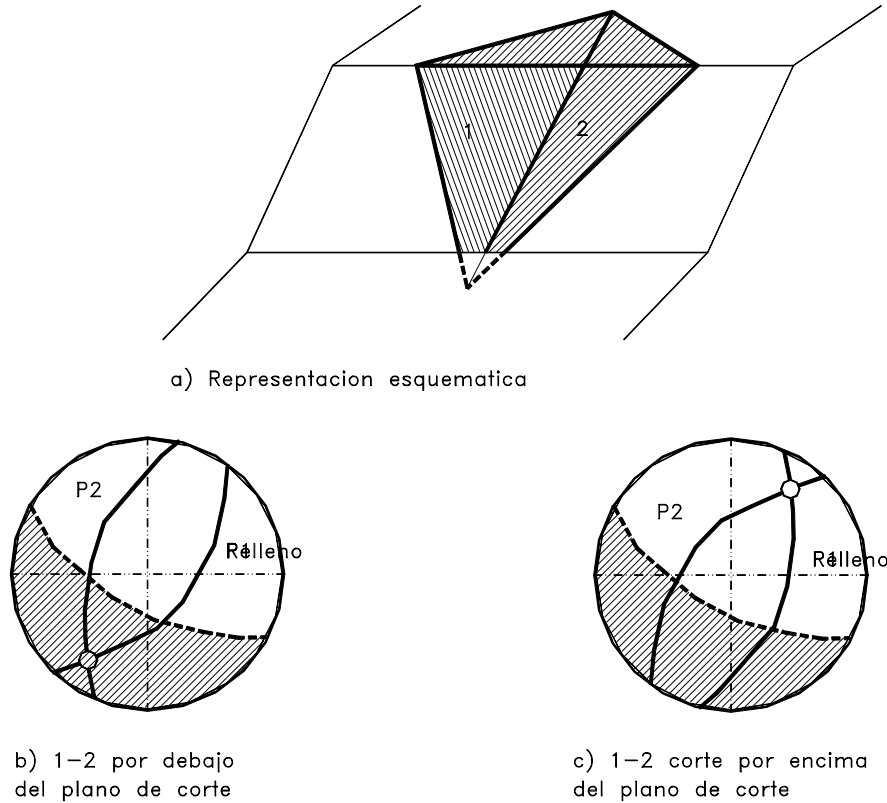


Figura. 5.16 Esquema de la falla de cuña.

Falla en Escalera

La presencia de grupos de discontinuidades puede producir una superficie de falla en escalera. El fenómeno puede incluir fallas de tensión y corte a lo largo de las discontinuidades y a través de la roca intacta, formando zonas de corte que no son propiamente planos de falla, pero que para el análisis se pueden asimilar a las de una superficie.

Antes de determinar la resistencia a lo largo de un plano determinado debe establecerse la proporción de juntas y roca sana que cubre la superficie de falla y la proporción de superficies a corte y tensión. Esto puede determinarse estudiando la orientación en el espacio de los varios grupos de discontinuidades y conociendo la resistencia al corte y a tensión de las juntas y de la roca sana. De este análisis pueden salir los parámetros que se deben emplear en el diseño.

5.7 CONDICIONES DE DESLIZAMIENTO Y VOLTEO EN ROCAS

Las grietas en los macizos rocosos son el resultado de deformaciones a gran escala en las cuales ocurrió relajación de energía y se produjeron separaciones de grandes bloques de roca. Se requiere caracterizar la grieta o el sistema de grietas para poder predecir su comportamiento futuro.

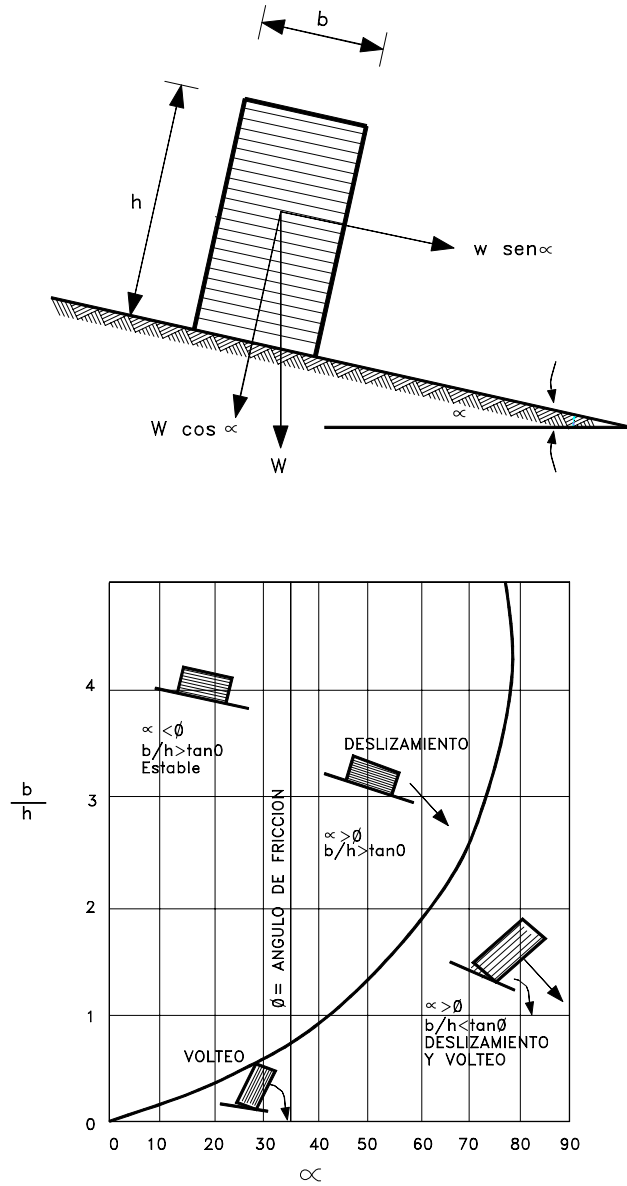


Figura. 5.17 Condiciones de deslizamiento y volteo de bloques de roca.

El análisis debe realizarse en tres dimensiones y si es necesario se deben instrumentar para poder presentar una hipótesis geodinámica, incluyendo su comportamiento bajo eventos sísmicos. En ocasiones es necesario determinar los esfuerzos de compresión y cortante a que están siendo sometidos y los cambios que están ocurriendo en el momento actual; tales como cambios temperatura, reptación, rotación de bloques, etc. Al estudiar un grupo de discontinuidades en un macizo rocoso se deben analizar las diversas posibilidades (Figura 5.17), de ocurrencia de volteo y/o deslizamiento así:

1. Que la conformación geostática produzca bloques estables. Para que esto ocurra se requiere que la relación ancho/altura del bloque sea mayor que el valor de la tangente del ángulo con la horizontal de las discontinuidades y que el ángulo de la discontinuidad base con el horizontal, sea menor que el ángulo de fricción.
2. Que se presente solamente el riesgo de falla por volteo o inclinación. Se requiere para $b/h < \tan \phi$ el ángulo con la horizontal sea menor que ϕ .
3. Que se presente solamente el riesgo de deslizamiento. En este caso $b/h > \tan \phi$ y $\alpha > \phi$.
4. Que se presente el riesgo combinado de deslizamiento y volteo simultáneamente. En este caso $b/h < \tan \phi$ y $\alpha > \phi$.

5.8 COLUVIONES

Bates y Jackson (1980) definen un coluvión como una masa incoherente de materiales sueltos y heterogéneos, de suelo o fragmentos de roca depositados por lavado de la lluvia, reptación o deslizamiento, los cuales comúnmente se depositan en la base de las laderas. El coluvión típico es una mezcla de fragmentos angulares y materiales finos.

Los coluviones, generalmente consistentes de mezclas heterogéneas de suelo y fragmentos de roca que van desde partículas de arcillas hasta rocas de varios metros de diámetros, se les encuentra a lo largo de las partes bajas de los valles o a mitad de talud, formando áreas de topografía ondulada, mucho más suave que la de las rocas que produjeron los materiales del coluvión. Es muy frecuente que los coluviones generen deslizamientos en las vías al ser cortados por ellas, o que el alineamiento de la vía pase sobre un coluvión en movimiento.

La mayor parte de la superficie en zonas de suelos residuales está cubierta en una u otra forma por coluviones de diferente espesor. Su espesor puede variar desde unos pocos centímetros a más de 20 metros. Los coluviones se les encuentra muy relacionados con los suelos residuales, especialmente como abanicos coluviales en el pie de las laderas y en la literatura técnica se les agrupa dentro de los materiales residuales.

El coluvión es un material derivado de la descomposición de las rocas, el cual ha sido transportado ladera abajo por la fuerza de gravedad. Puede variar en composición desde un conglomerado de bloques sin matriz, hasta una masa de material fino o con solo algunos bloques.

En los coluviones generalmente, se generan corrientes de agua sobre la interface entre el coluvión y el material de base. Debe distinguirse entre coluviones secos y coluviones saturados, siendo por lo general, arcillosos los segundos y de comportamiento friccionante los primeros.

Un coluvión arcilloso saturado se encuentra generalmente, en equilibrio límite y cualquier excavación puede iniciar un movimiento. Se han reportado casos en los cuales aparece material menos arcilloso en el contacto coluvión - roca, pero experiencias en Colombia muestran perfiles con material más permeable (menos arcilloso), arriba del contacto con una capa delgada de arcilla depositada exactamente sobre la interface. Las superficies de falla pueden coincidir con el contacto coluvión - suelo residual o pueden ocurrir fallas a través del coluvión (Figura 5.18).

Los coluviones se comportan en forma similar al suelo residual y en ocasiones es difícil diferenciarlos, especialmente cuando solo se dispone de información de sondeos (Brand, 1985).

Es común encontrar coluviones que abarcan áreas de varios kilómetros cuadrados y que presentan varios movimientos relativos diferentes dentro de la gran masa coluvial.

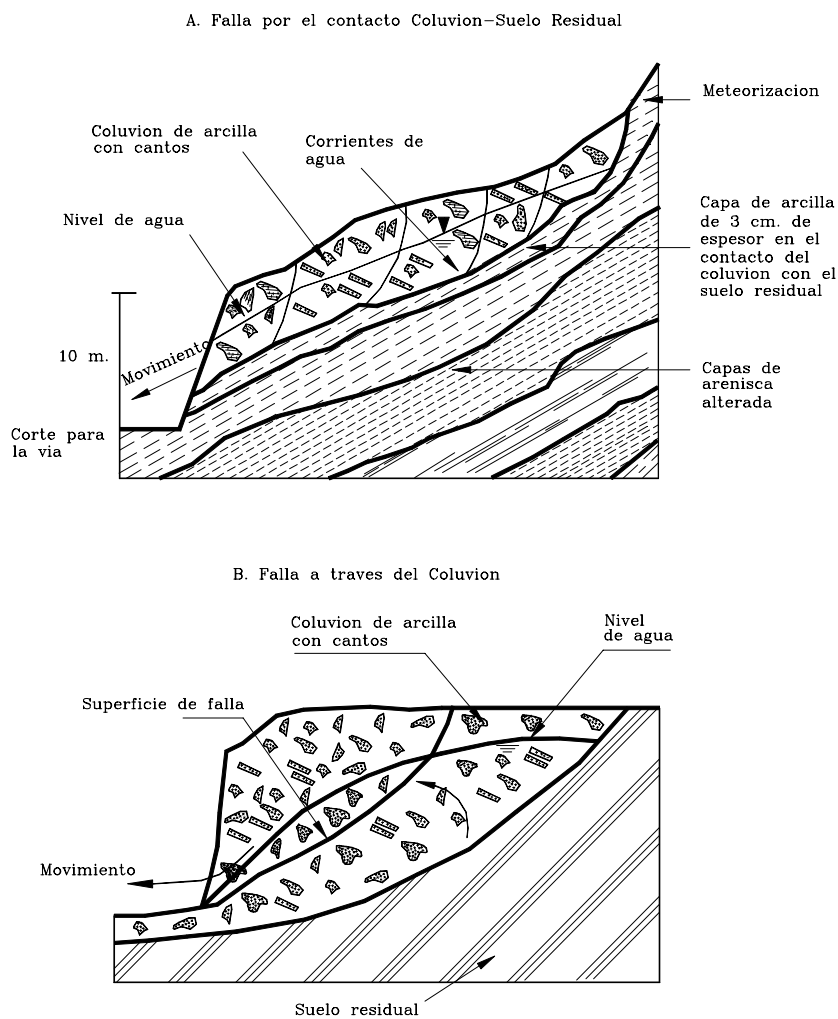


Figura. 5.18 Falla en Coluviones.

Talus

Dentro de los coluviones es importante definir el término de Talus: Bates y Jackson (1980) define Talus como los fragmentos de roca de cualquier tamaño o forma (usualmente gruesos y angulares) derivados de / y apoyados sobre la base de laderas de pendiente muy alta. Estos talus son conformados por bloques de roca depositados por gravedad, especialmente por caídos de roca. Después de caer, los fragmentos se acumulan a la base formando una especie de depósito angular en el pie de la ladera. Con frecuencia las montañas que producen los talus no son rectas sino que contienen una serie de entradas que tienden a concentrar las partículas de roca, formando una especie de tobogán o un depósito en forma de cono, con una base ancha y un ápice, localizado en el canal de origen de los materiales. Los fragmentos de talus pueden variar en tamaño para incluir bloques de hasta más de 10 metros de diámetro. Generalmente, los fragmentos grandes se localizan en el pie del talus y los pequeños en su ápice. El ángulo máximo que forma el talus se le llama ángulo de reposo. Generalmente, estos ángulos varían entre 34 y 37 grados pero en ocasiones pueden alcanzar valores superiores a 45 grados.

Inestabilidad de los coluviones

Los daños generados por coluviones en las áreas montañosas de los Andes son cuantiosos y la mayoría de los grandes deslizamientos en las vías en las áreas de montaña están relacionados con coluviones.

Las fallas en los coluviones generalmente presentan dos etapas así:

En la primera etapa se produce un deslizamiento rotacional o translacional, bien sea por la base del coluvión o formando una línea a través de este y en la segunda etapa se produce un flujo de la masa removida. Esto produce un escarpe en la corona del movimiento inicial y una longitud larga de flujo hasta la zona de nueva depositación del coluvión. En ocasiones estos movimientos bloquean los cauces de las quebradas o corrientes de agua. Los coluviones son muy susceptibles a sufrir fenómenos de licuación en sismos debido a su baja cohesión.

En ocasiones los deslizamientos de coluviones pueden exceder velocidades de tres metros por segundo y se les clasifica como avalanchas. Los deslizamientos de coluviones también pueden clasificarse como flujos de lodo o torrentes de residuos (Varnes, 1978).

En zonas sujetas a glaciación, los coluviones pueden ser depósitos producto de los movimientos de los glaciales y pueden formar masas gigantescas de materiales depositados en diferentes épocas, con superficies de depositación claramente definidas.

Características que afectan la estabilidad de los coluviones

Sidle (1985) identificó cinco factores naturales que afectan la estabilidad de las laderas en coluviones, pero la experiencia en los últimos años ha demostrado que existe un número mucho mayor de factores, algunos de los cuales se indican a continuación:

a. Tipo de material de suelo

Dentro de un determinado coluvión la gradación de las partículas y la densidad varían con la profundidad, siguiendo un patrón irregular a través de la extensión del depósito. El tipo, gradación y propiedades de los suelos afectan el comportamiento de los suelos relacionado con sus características hidrológicas y mineralógicas, las cuales pueden

controlar la resistencia al cortante. Los coluviones de suelos granulares se comportan en forma diferente a los coluviones en suelos arcillosos.

Estructura de soporte

Es de suprema importancia determinar si la resistencia al cortante es controlada por la fábrica de los clastos o si el porcentaje de matriz es muy alto y es ésta la que controla el comportamiento (Figura 5.19).

Los coluviones clasto-soportados generalmente, son más estables que los matriz-soportados.

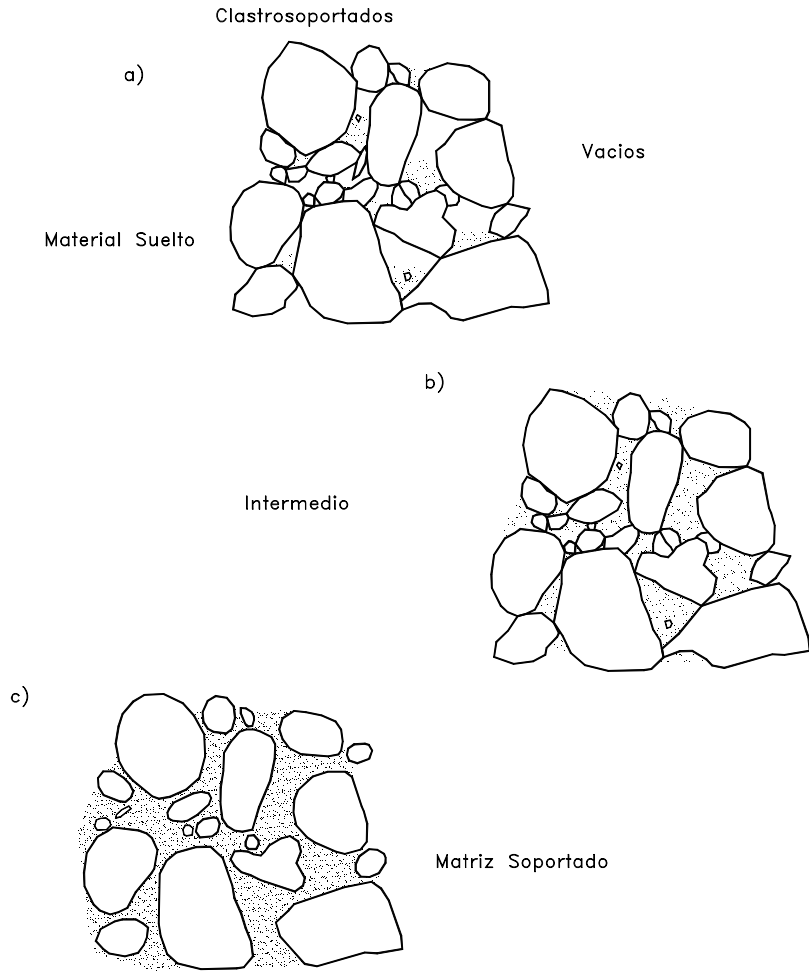


Figura 5.19 Clasificación de los coluviones por la estructura de soporte.

b. Contenido de arcilla humedad y Límite líquido

Un factor muy importante es el contenido de arcilla. Los coluviones arcillosos tienden a tener mayor cohesión y al mismo tiempo mayor espesor. Los coluviones arcillosos tienden a fluir al aumentar su contenido de agua, especialmente cuando este se acerca al

límite líquido. Por esta razón es importante analizar la humedad del coluvión en su estado saturado con el valor del límite líquido para poder determinar la posibilidad de ocurrencia de flujos de lodos.

Ellen y Fleming (1987) proponen la determinación de un índice de movilidad

$$\text{AMI (Índice de movilidad)} = \frac{\text{Humedad del suelo saturado}}{\text{Límite líquido}}$$

Generalmente, los coluviones arcillosos tienen baja permeabilidad pero alta porosidad y acumulan grandes cantidades de agua. Estos suelos tienen relaciones de vacío muy grandes que generan humedades fácilmente superiores al límite líquido. Esta característica hace que estos materiales sean muy susceptibles a flujo y a licuefacción en los eventos sísmicos. Turner (1996) indica que ésta licuefacción es casi instantánea y ocurre a muy bajas deformaciones, lo cual hace que un evento sísmico pequeño pueda producir un deslizamiento o flujo de tamaño importante.

c. Permeabilidad

Los coluviones granulares aunque porosos tienden a ser mucho más permeables y su drenaje, en el caso de lluvias, mucho más fácil. Por esta razón, aunque se trate de suelos granulares, la ocurrencia de licuefacción es menos común y al ser más densos y tener menor relación de vacíos tienden a moverse más lentamente.

Las grietas en los coluviones tienden a canalizar el agua infiltrada hacia ciertas áreas seleccionadas, permitiendo la ocurrencia de deslizamientos relativos, de acuerdo a los patrones de agrietamiento.

Los agrietamientos en los coluviones son muy comunes debido generalmente, a que la base de ellos tiende a deslizarse más fácilmente que la cima y la generación de movimientos relativos es muy frecuente.

d. Geomorfología

Incluye sus características geológicas, tectónicas, pendiente y forma de los coluviones.

e. Horizontes estratigráficos

Los coluviones generalmente, tienen horizontes estratigráficos que representan cambios en las tasas de depositación. Por ejemplo, largos periodos de inestabilidad pueden producir el desarrollo de horizontes orgánicos que luego son cubiertos durante periodos de depositación intensa. Estos horizontes pueden ser observados fácilmente en las excavaciones pero son difíciles de detectar en sistemas convencionales de perforación.

f. Superficies de cortante

Las Lutitas y otras rocas blandas, generalmente producen coluviones de grano fino con proporciones altas de arcilla. El movimiento lento de reptación del coluvión produce un alineamiento de los granos de minerales y la creación de numerosas y microscópicas superficies de cortante. Estas superficies reducen en forma importante la resistencia al cortante de los materiales coluviales.

g. Superficie de Base

La superficie de base del coluvión puede ser una roca que forma un plano de estratificación uniforme o puede ser una superficie irregular con canales internos. Estos canales en la base del coluvión afectan su estabilidad (Dietrich, 1986).

h. Espesor

La velocidad de los movimientos en los coluviones depende de su espesor. Los coluviones de gran espesor generalmente, producen deslizamientos profundos

relativamente lentos, mientras los coluviones de poco espesor, producen deslizamientos someros de mayor velocidad (Figura 5.20).

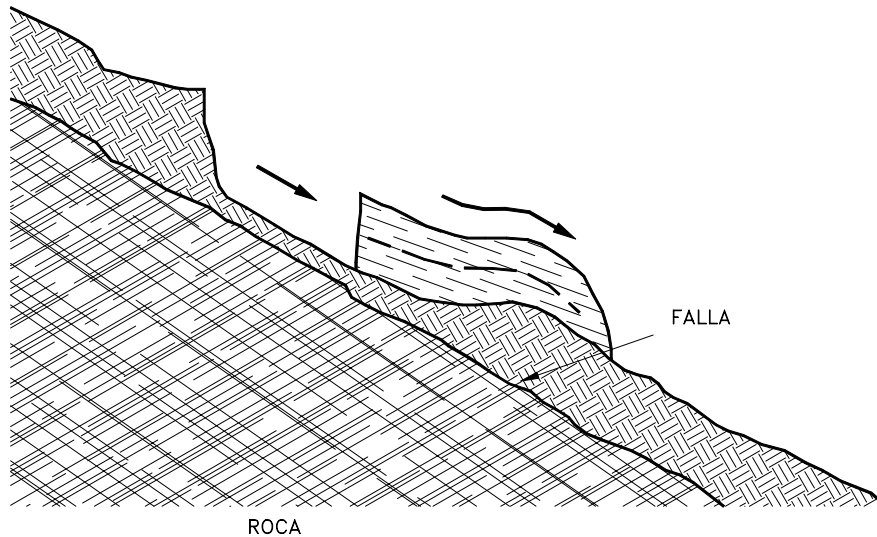


Figura 5.20 Deslizamientos de coluviones arcillosos someros.

i. Hidrología

La lluvia intensa es uno de los más comunes mecanismos de activación de deslizamiento en coluviones, por ejemplo, Campbell (1975) sugiere que una lluvia de 5 a 6 mm por hora es necesaria para activar flujos de detritos y que se requiere una lluvia acumulada de 267 mm para obtener un contenido de agua, en el cual el agua que se infiltra es igual al agua que drena. Estas características varían de acuerdo al tipo de coluvión, especialmente la recarga de agua, su capacidad de acumulación y las tasas de evapotranspiración.

El agua puede concentrarse en ciertos sitios dentro del coluvión, formando bolsas de agua y la presencia de canales internos en la base del coluvión puede generar corrientes o áreas de acumulación en la base. Las diferencias de permeabilidad representan un papel muy importante en las acumulaciones de agua dentro del coluvión.

Parte del agua acumulada en el coluvión puede provenir no directamente de la lluvia sino de afloramientos de agua internos de la roca debajo o lateralmente al coluvión.

j. Cobertura vegetal

Los coluviones son afectados en forma positiva por el refuerzo de los sistemas de raíces y la pérdida de esta resistencia, cuando se deterioran las raíces debido a la deforestación, puede producir grandes deslizamientos. Los sistemas de plantas pueden incrementar la estabilidad de los taludes en altas pendientes. El efecto es el agrupar las partículas, en tal forma que estas solo puedan moverse en forma integrada, formando una gran masa. En ocasiones las raíces de la vegetación anclan el coluvión a la roca subyacente, especialmente en coluviones de poco espesor.

k. Sismicidad

La sismicidad es un factor importante en la activación de muchos tipos de deslizamiento, especialmente en los coluviones. Los coluviones como se indicó

anteriormente, tienen un alto potencial de licuefacción, debido a su poca cohesión y a la falta de confinamiento por sus taludes de alta pendiente.

REFERENCIAS

- Abramson L.W. (1996) "Engineering geology Principles". Slope stability and stabilization methods. Wiley-interscience, pp. 60-106.
- Attewell P.B., Farmer I.W. (1976) "Principles of engineering geology". Chapman and Hall. John Wiley & Sons, New York. 1045 p.
- Bates, R.L, Jackson J.A., (1980). "Glossary of Geology", 2nd ed. American Geological Institute, Falls church, Va., 751 pp.
- Blyth, F.G.H., Freitas, M.H. (1984) "A Geology for Engineers", Edward Arnold, London. 325p.
- Dietrich, W.E., C.J. Wilson, Reneau S.L.. (1986). "Hollows, Colluvium and Landslides in Soil-Mantled landscapes. In Hillslope processes" (A. Abraham, ed.), 16th Annual geomorphology Symposium, Binghampton, N.Y., Allen and Unwin Ltd., Winchester, Mass., Pp. 361-388.
- Ellen, S.D., Fleming R.W.. (1987). "Mobilization of Debris flows from soil slips, San Francisco bay region, California. In Debris flows/avalanches: Process, Recognition, and mitigation" (J.E. Costa and G.F. Wieczorek, eds.) , Review in engineering geology, Vol. 7, Geology Society of America, Boulder, Colo., Pp. 31-40.
- Ferreira, S.B., (1997) "Experimental Study of the Shear Strength of Naturally Filled". II Simposio Panamericano de Deslizamientos, Río de Janeiro (pp.339-345).
- Grim R.E.(1962) "Applied clay mineralogy". Mc Graw-Hill Book Co., Inc, New York.
- Mitchell, J.K. (1976) "Fundamentals of Soil Behavior", John Wiley & Sons. New York. 422 pp.
- Nicholson D.T, Hencher S. (1997) "Assessing the potential for deterioration of engineered rock slopes". Proceeding International Symposium on Engineering Geology and the environment. Athens , pp- 911-917.
- Side, R.C., Pearce A.J., O'loughlin C.L. (1985) "Hillslope stability and land use". Water Resources monograph 11. American Geophysical union, Washington, D.C., 140 pp.
- Turner A.K. (1996) "Colluvium and talus". Landslides investigation and mitigation. Special report 247. Transportation research Board. National research council. Pp. 5225-554.
- Varnes, D.J. (1978). "Slope movements types and processes" Special report 176: Landslides: Analysis and control (R.L. Schuster and R.J. Krizek, EDS), TRB, National research council, Washington D.C. pp. 11-33.
- Wittke, W. (1990) "Rock Mechanics", Springer-Verlag, Berlin, 1074 pp.

6 Suelos Residuales

6.1 INTRODUCCION

La definición de “suelo residual” varía de un país a otro pero una definición razonable podría ser la de un suelo derivado por la meteorización y descomposición de la roca in situ, el cual no ha sido transportado de su localización original (Blight, 1997). Los términos residual y tropical se usan indistintamente pero en los últimos años se está utilizando con mayor frecuencia el término residual.

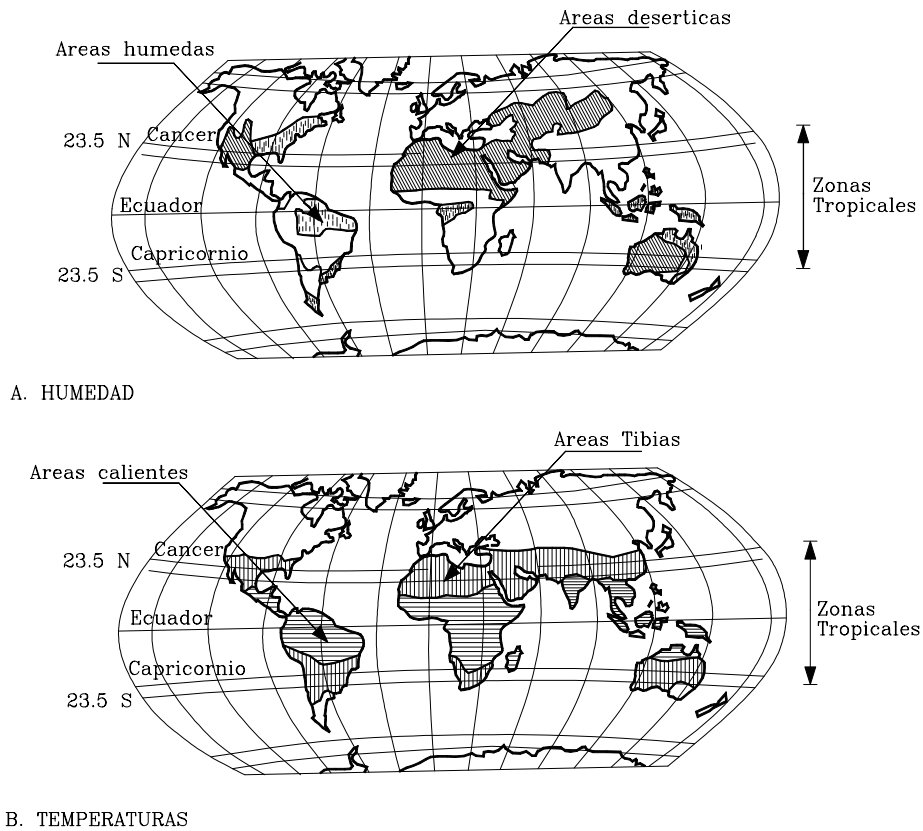


Figura 6.1 Localización de las Zonas Tropicales.

Las características de los suelos residuales son muy diferentes a las de los suelos transportados. Por ejemplo, el concepto convencional de grano de suelo o tamaño de partícula es inaplicable a muchos suelos residuales, debido a que las partículas de suelo residual con frecuencia consisten en agregados o cristales de mineral meteorizado que se rompen y se vuelven progresivamente finos, si el suelo es manipulado. Lo que parece en el sitio como una grava arenosa puede convertirse en un limo fino durante las actividades de excavación, mezclado y compactación.

Las propiedades de los suelos residuales son generalmente, controladas por la fábrica micro o macro, las juntas y demás detalles estructurales, los cuales eran parte integral de la masa de roca original y son heredados por el suelo.

La estabilidad de taludes es particularmente complicada en un medio tropical, debido a que la mayoría de los suelos son residuales, el régimen hidrológico complejo, la humedad ambiental y la temperatura muy altas, la geología compleja, la topografía escarpada y los demás factores ambientales generalmente, desfavorables.

Los suelos residuales se les encuentra predominantemente en las zonas tropicales, donde aparecen en grandes espesores y con frecuencia se les denomina como “suelos tropicales” y son escasos en las regiones no tropicales. La zona de suelos residuales se concentra en el sector norte de América del sur, Centroamérica, Africa, Australia, Oceanía y el sur de Asia (Figura 6.1).

La mayor parte de las teorías y desarrollos en la geotécnica han tenido su origen en trabajos realizados sobre suelos en climas no tropicales, generalmente, en depósitos de suelos sedimentarios especialmente, arenas y arcillas y por lo tanto están condicionados al comportamiento de ese tipo de suelos. La aplicabilidad de las teorías y los criterios de diseño geotécnico que existen actualmente, podría no ser completamente válida en el caso de suelos residuales, debido a diferencias importantes que existen en la constitución y estructura de los suelos y de las formaciones residuales, y las de los suelos que sirvieron de modelo para el desarrollo de la mecánica de suelos tradicional.

Esta diferencia es debida principalmente, al fenómeno de la meteorización que es extenso y profundo en la mayoría de las formaciones de suelos tropicales.

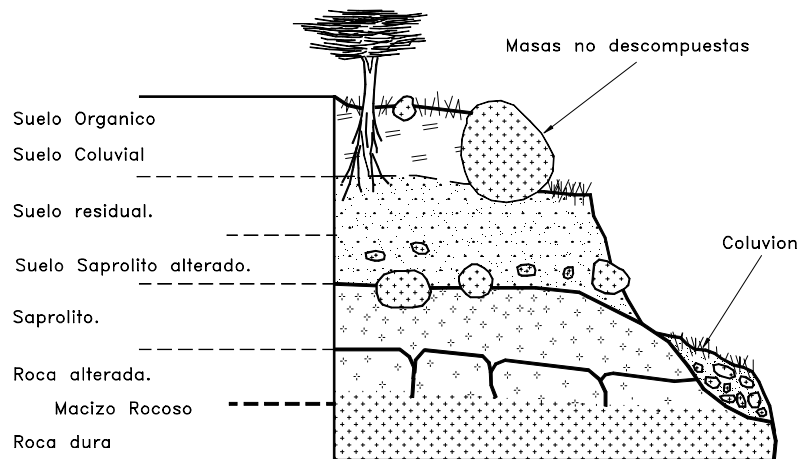


Figura 6.2 Esquema general de una ladera en un suelo residual de granito.

Debido a la alta concentración de hierro, los suelos resultantes son de tendencia a coloración roja en el proceso más completo de meteorización y por esta razón algunos Autores los denominan como “suelos rojos tropicales”.

Los suelos residuales son el producto de la meteorización en el sitio de las formaciones rocosas. También en algunas formaciones de suelos aluviales, estos han sido meteorizados en tal forma que pueden asimilarse en su comportamiento a los suelos residuales. Adicionalmente, a los suelos residuales comúnmente se les encuentra acompañados por coluviones y un gran porcentaje de los movimientos de las laderas de suelos residuales están relacionados con la inestabilidad de los coluviones (Figura 6.2). El resultado es un perfil compuesto por materiales muy heterogéneos que van desde la roca sana pasando por rocas meteorizadas o “Saprolitos”, hasta el “suelo” o material completamente meteorizado (Brand y Phillipson -1985) y a coluviones. Como características de los suelos residuales pueden mencionarse las siguientes (Brand, 1985):

1. No pueden considerarse aislados del perfil de meteorización, del cual son solamente una parte componente. Para definir su comportamiento y la posibilidad de ocurrencia de deslizamientos, pueden ser más importantes las características del perfil que las propiedades del material en sí (Figura 6.3).
2. Son generalmente muy heterogéneos y difíciles de muestrear y ensayar.
3. Comúnmente, se encuentran en estado húmedo no saturado, lo cual representa una dificultad para evaluar su resistencia al corte.
4. Generalmente, poseen zonas de alta permeabilidad, lo que los hace muy susceptibles a cambios rápidos de humedad y saturación.

6.2 METODOLOGIA PARA LA CARACTERIZACION INTEGRAL DE LOS SUELOS RESIDUALES

La caracterización de un suelo residual debido a su heterogeneidad, requiere de un análisis integral que tenga en cuenta todos los factores que afectan su comportamiento, lo cual incluye el grado y proceso de meteorización, su mineralogía, microestructura, discontinuidades, estado de esfuerzos, propiedades mecánicas, clasificación y caracterización del perfil.

En la tabla 6.1 se muestra un resumen de los elementos, características y procedimientos de análisis para una caracterización integral y en el texto del presente capítulo se analizan los diferentes elementos.

Del detalle con que se realice la caracterización del suelo residual depende la exactitud del diagnóstico.

En ocasiones el ingeniero o geólogo no observa el que puede ser el detalle clave para determinar la estabilidad de un talud.

Debe dedicarse esfuerzo especial a la determinación de la microestructura y estructura para de esta manera identificar las superficiales preferenciales de falla.

Tabla 6.1 Metodología para la Caracterización integral de un suelo residual

Elemento	Factores a caracterizar	Procedimiento
Medio Ambiente externo	Topografía, régimen de lluvias, humedad ambiental, temperatura, vegetación, sísmica, factores antrópicos.	Mediciones topográficas, hidrológicas, caracterización de cobertura vegetal. Índice climático.
Litología	Tipo de roca, minerales presentes, discontinuidades y microestructura de la roca original.	Caracterización geológica de los afloramientos de roca sana, secciones delgadas, micropetrografía.
Estado de Meteorización	Proceso de desintegración física y descomposición química. Grado de meteorización.	Ensayo de arenosidad, Martillo de Schmidt, Índice micropetrográfico, ensayos de penetración.
Mineralogía	Minerales resultantes del proceso de meteorización, tipos y % de arcilla, sesquioxidos.	Análisis termogravimétrico, escaneado con electromicroscopio, Microscopio óptico, Difracción de rayos X.
Microestructura	Textura, Arreglo de partículas, Ensemble, Fábrica, matriz, tamaño de granos, terrones, sistema de soporte. Cementación entre partículas, Alteración o remodelo, Anisotropía.	Análisis al microscopio y electromicroscopio.
Estructura	Discontinuidades heredadas, juntas, diaclasas, foliaciones, estratificación, fallas intrusiones. Separación, continuidad, relleno y propiedades de las discontinuidades.	Análisis visual de apiques, sondeos y afloramientos de suelo residual. Microscopio optico.
Propiedades Mecánicas	Resistencia al cortante, Cohesión y, ángulo de fricción de la masa de suelo y de las discontinuidades, envolventes de falla, Relación de vacíos, Permeabilidad, Dispersividad, Factores que afectan estas propiedades.	Ensayos de campo y de laboratorio. Resistencia al cortante, permeabilidad, Peso unitario, relación de vacíos, porosidad, Dispersividad.
Régimen de aguas subterráneas	Humedad, grado de saturación, succión, Posibilidad de aumento rápido de humedad, avance del frente húmedo. Régimen interno de agua permanente y ocasional.	Ensayos de humedad, succión, velocidad de avance del frente húmedo. Redes de movimiento de agua permanente y por acción de lluvias.
Clasificación del suelo residual	Definición de la unidad de suelo, grupo y subgrupo, utilizando todos los elementos anteriores.	Sistema FAO Sistema de Wesley Nombre especial del suelo.
Caracterización del Perfil	Definición de las características del perfil. Profundidad del perfil.	Clasificación por el Método de Hong Kong (grados I a VI).
Superficies preferenciales de falla	Superficie de falla, tipo de falla.	Análisis geotécnico incluyendo agua, sismo, etc.

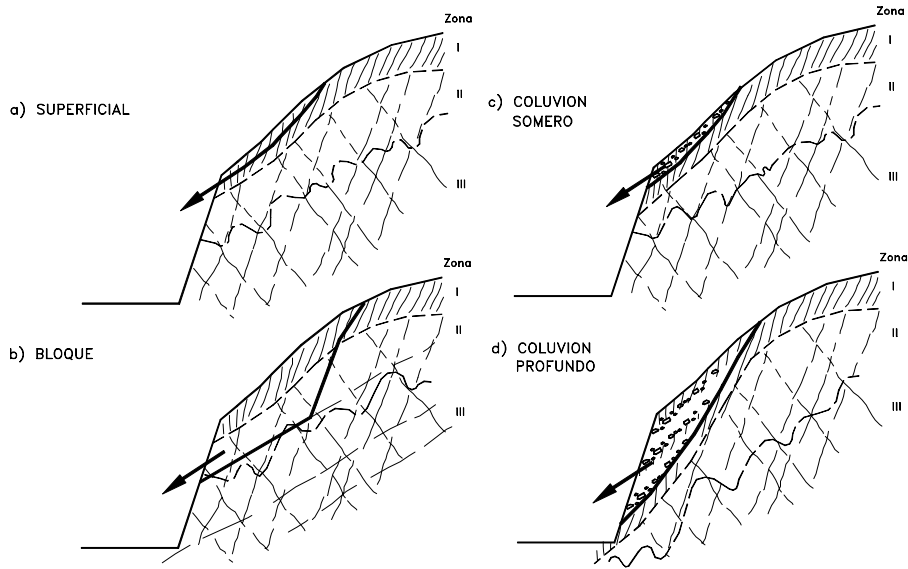


Figura 6.3 Tipos de deslizamiento en suelos residuales (Deere y Patton 1971).

6.3 EL PROCESO DE METEORIZACION

En ambientes tropicales, dominados por temperaturas altas y cambiantes y por lluvias abundantes, la meteorización de los materiales es muy fuerte, caracterizándose 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 Na_2O - K_2O - CaO - y MgO (Gidigasú-1972). Los feldspatos se meteorizan inicialmente a Kaolinita, Óxidos de Hierro y Óxidos de Aluminio y los compuestos más resistentes como las partículas de Mica y Cuarzo permanecen.

La meteorización de rocas y cenizas volcánicas conducen a la formación de Montmorillonitas, Aloysitas, óxidos de hierro y aluminio en las etapas iniciales de la meteorización y finalmente se pueden formar Caolinitas, Esmectitas y Gipsitas (González y Jiménez - 1981)(Tabla 6.2).

Algunas rocas que contienen sales (NaCl), Cal (CaSO_4) y Yeso ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) se disuelven fácilmente en agua, especialmente en presencia de CO_2 , acelerando el proceso de meteorización.

A medida que el proceso de meteorización continúa los contenidos de Caolinita disminuyen y se alteran los demás compuestos a Fe_2O_3 y Al_2O_3 . Existen investigaciones que demuestran la disminución de los contenidos de Caolinita, con el aumento del promedio anual de lluvias (Lohnes y Demirel, 1973).

El proceso generalmente es:

Material volcánico \Rightarrow Montmorillonita \Rightarrow Aloisita \Rightarrow Caolinita.

Tabla 6.2 Tipos generales de minerales en los suelos residuales

Material de origen	Minerales resultantes
Roca cristalina	Caolinita Oxido de hierro Oxido de aluminio.
Roca volcánica	Montmorillonita Aloisita Esmectita Oxido de hierro Oxido de aluminio

Etapas del proceso de meteorización

En general un proceso de meteorización involucra tres etapas así:

a. Desintegración

Se abren las discontinuidades y se desintegra la roca, formándose nuevas discontinuidades por fracturación y las partículas se parten, aumentando la relación de vacíos y la permeabilidad y disminuyendo la cohesión. En la meteorización la sal es generalmente un silicato y el producto de la reacción es una arcilla.

b. Descomposición

Se incrementa el contenido de arcilla y de suelo en general y se disminuye la fricción. La descomposición puede ser ocasionada por procesos químicos o biológicos. Los procesos químicos incluyen la hidrólisis y el intercambio cationico. Los procesos biológicos pueden incluir efectos de las raíces, oxidación bacteriológica y reducción de hierro y compuestos del azufre.

Hidrólisis

El proceso químico más importante en la meteorización química es la hidrólisis. Esta ocurre cuando una sal se combina con agua para formar un ácido o una base.

Intercambio catiónico

Es la descomposición de un mineral de arcilla para formar otro a través de la transferencia de iones entre soluciones percolantes y el mineral original. Los cationes tales como el sodio y el calcio son fácilmente intercambiables. El intercambio de cationes no altera la estructura básica del mineral de arcilla pero modifica el espaciamiento entre capas, convirtiendo por ejemplo una illita en una motmorillonita.

c. Oxidación y recementación

Se aumenta el contenido de óxidos de hierro y aluminio, los cuales pueden cementar grupos de partículas aumentando la cohesión y el suelo tiende a estabilizarse.

En la mayoría de los procesos de meteorización en las rocas ígneas predominan los procesos químicos, mientras en las rocas sedimentarias predominan los procesos físicos, sin embargo estos procesos se interrelacionan.

La meteorización generalmente, avanza hacia abajo de la superficie y a través de las juntas y demás conductos de percolación, produciendo variaciones de intensidad, de meteorización y dejando bloques internos de material no descompuesto.

Cuando la meteorización es incipiente los bloques son grandes y controlan en parte el comportamiento del talud, pero a medida que se hace más intensa el factor más importante es la resistencia del suelo meteorizado que actúa como matriz de los bloques independientes.

Minerales resultantes

Caolinita

Los suelos con caolinita como mineral de arcilla presentan un comportamiento normal en los ensayos, en términos de baja a media plasticidad y permeabilidad. El efecto del aumento de humedad sobre las propiedades del suelo generalmente, no es importante.

Montmorillonita

Los materiales con contenidos apreciables de Montmorillonita poseen muy alta plasticidad y baja permeabilidad. El efecto del aumento de humedad puede resultar en una disminución importante de la resistencia al cortante. La Montmorillonita tiene un alto nivel de reacción con el cemento y la cal.

Aloisita

Al aumentar la humedad de una aloisita puede disminuir la resistencia al cortante en forma apreciable.

Sesquióxidos

Los sesquióxidos generalmente, cementan las partículas y su presencia equivale a una reducción en la plasticidad. Los óxidos de hierro y aluminio se acumulan como consecuencia de una cadena de procesos químicos y de lavado interno.

La identificación del mineral de arcilla presente es muy importante para la valoración del comportamiento del suelo.

Existen varios métodos para la identificación del mineral de arcilla:

a. Análisis termogravimétrico

Identifica los minerales con base en los cambios que ocurren al ocurrir deshidratación en un rango de temperaturas. Es generalmente, un método impreciso con excepción de algunos minerales que poseen un comportamiento termogravimétrico muy claro.

b. Escaneado con Electromicroscopio

Amplificación de un electro-microscopio, más de 3.000 veces. Revela detalles de la microestructura y puede deducirse la relativa abundancia de algunos minerales. Este método no permite conclusiones a menos que se utilice conjuntamente con otro sistema de identificación.

c. Microscopio óptico

Se deben incluir medidas de polarización. Es un técnica útil para identificar la abundancia relativa de ciertos minerales y definir la fábrica y textura.

d. Espectro de difracción de Rayos X

El método más utilizado es la difracción de rayos X, pero es apropiado solamente para minerales que poseen una cristalografía muy característica, y se requiere que la muestra analizada tenga un porcentaje alto del mineral para que se pueda identificar en el espectro su presencia. Se requieren técnicas especiales en suelos con cantidades significativas de hierro.

En todos los casos es conveniente utilizar por lo menos dos formas de identificación que permitan comprobar los resultados.

Efecto del clima

El clima ejerce una profunda influencia en la meteorización, especialmente la humedad relativa y la temperatura.

Las reacciones químicas prácticamente se duplican cada aumento de 10°C de temperatura. La influencia de la temperatura y la humedad en la descomposición de la roca en Sudafrica ha sido relacionada por Weinert's (1974) por medio de un índice climático:

$$N = \frac{12EJ}{Pa}$$

Donde:

EJ: evaporación en el mes de Enero, el mes más cálido.

Pa = Lluvia anual.

El valor de $N = 5$ indica la transición de las condiciones cálida subhúmedas, en las cuales la meteorización química predomina y la condición caliente semiárida en las cuales predominan los fenómenos físicos.

Donde N es menor de 5 se deben esperar grandes espesores de suelo residual.

En las zonas tropicales y subtropicales donde la superficie de la tierra está cubierta por una vegetación densa que facilita la infiltración del agua, por aumento de los tiempos de retención del agua y a su vez son sujetas a lluvias fuertes, pueden aparecer profundidades de meteorización de varios cientos de metros.

En climas secos o áridos la meteorización química es subsuperficial, lenta y predominan los fenómenos de meteorización de tipo mecánico, igualmente esto ocurre en zonas tropicales montañosas, con poca vegetación, donde las pendientes altas del terreno no facilitan la infiltración del agua lluvia.

Otros factores que afectan el proceso de meteorización

La frecuencia o espaciamiento de las discontinuidades afecta el proceso de meteorización y en los sitios en los cuales el espaciamiento de las discontinuidades es mayor, pueden aparecer masas de materiales no descompuestos como es el caso de los "Tors" o masas de granito sólido (Brand- 1982) (Figura 6.4).

Las plantas y organismos vivos, tales como bacterias ayudan en el proceso de meteorización química. Otros elementos ambientales pueden incidir en la meteorización, pero sobre todo las condiciones de humedad y temperatura.

La topografía es un factor muy importante. En zonas de alta montaña predominan los procesos de meteorización mecánica, especialmente por acción del alivio a descargue de geopresiones, los cambios de temperatura, los procesos de humedecimiento y secado y la cristalización de materiales.

La meteorización depende de la topografía del terreno, siendo mayor en los sitios de menor pendiente y la profundidad de la meteorización aumenta hacia abajo del talud.

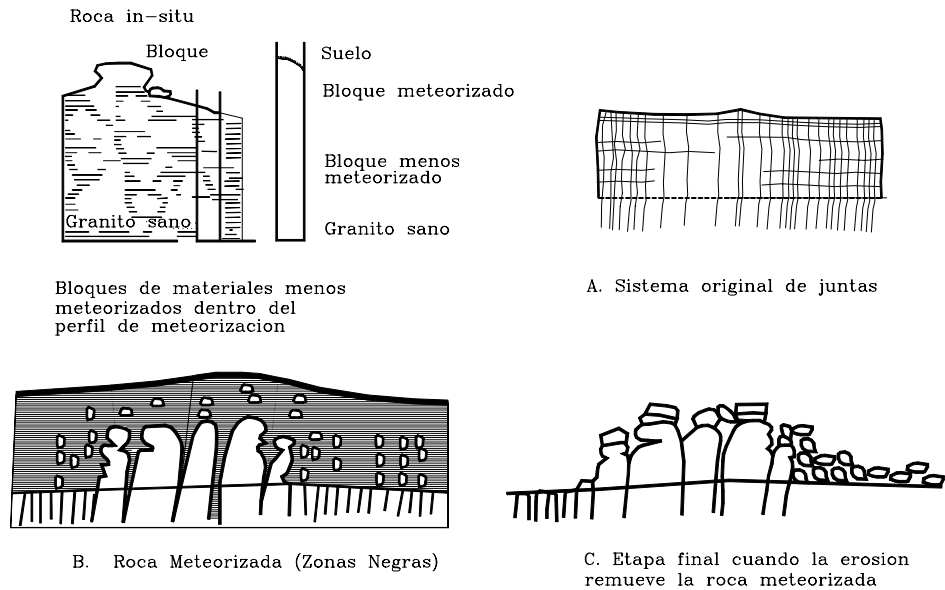


Figura 6.4 Etapas en la formación de torres (Tors) de granito bajo condiciones húmedas de meteorización en un medio tropical.

Medición del grado de Meteorización

El grado de meteorización puede medirse de varias formas:

Arenosidad

La forma más sencilla es utilizando un cuchillo o una puntilla y medir la facilidad con que se puede cortar o el índice de arenosidad (Tabla 6.3.).

Tabla 6.3 Medición del grado de descomposición de feldespatos mediante el ensayo de arenosidad.

Grado de Descomposición	Términos de arenosidad	Modo de reconocimiento
Fresco	Duro	No puede ser cortado por un cuchillo, ni gravado por una puntilla.
Moderado	Arenoso	Puede ser cortado por un cuchillo o gravado por una puntilla.
Alto	Deleznable	Puede ser desmoronado a fragmentos de limo con las manos.
Completo	Blando	Puede ser moldeado fácilmente con las manos.

Martillo de Schmidt

Una forma de evaluar en campo el grado de meteorización es utilizando el martillo de Schmidth. Este instrumento mide el rebote de un pistón metálico cargado con un resorte que se golpea contra la superficie de la roca. El rebote es un índice de la

resistencia a la compresión y corte y puede utilizarse para determinar el grado de meteorización, previa elaboración de una carta de calibración similar a las presentadas por Irfan y Powel (1985) y por Cascini y otros (1991) las cuales se muestran en la figura 6.5.

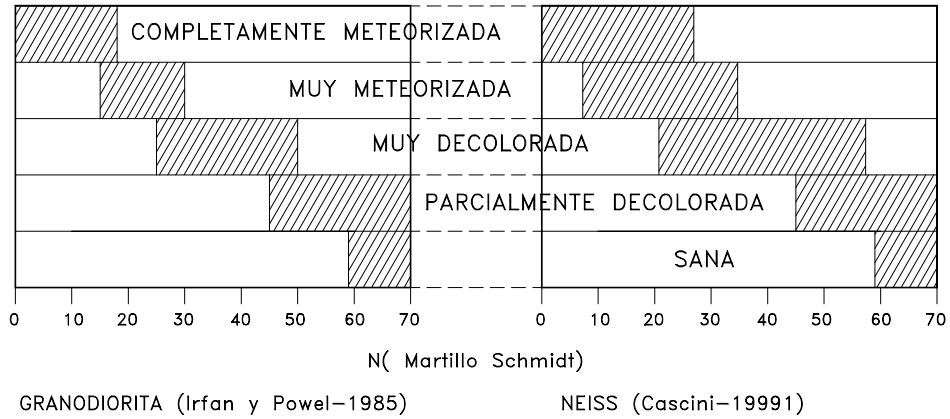


Figura 6.5 Relaciones entre el grado de meteorización y el índice de rebote del martillo de Schmidt.

Ensayo de penetración

Los ensayos de penetración estándar o penetración de cono pueden relacionarse con la meteorización en materiales blandos y se puede diferenciar el suelo propiamente dicho de la roca meteorizada. Sin embargo se requiere una calibración del sistema para cada formación, basada en un número grande de datos.

Índice Micropetrográfico

Otra forma de medir el grado de descomposición es utilizando el índice micropetrográfico en el cual, se determinan los porcentajes de materiales inalterados y alterados utilizando una magnificación de 100 veces, con un mínimo de tres secciones delgadas analizadas, y un mínimo de 90 puntos contados en cada caso (Irfan y Dearman - 1978).

$$\begin{aligned}
 \text{IMP} &= \frac{\% \text{ de materiales inalterados}}{\% \text{ de materiales alterados}} \\
 &= \frac{\% (\text{quarzo} + \text{feldespatos inalterados.} + \text{biotita inalterada.})}{\% (\text{minerales alterados} + \text{vacíos} + \text{microgrietas})}
 \end{aligned}$$

En la tabla 6.4 se muestra un trabajo realizado por Irfan (1988) en el cual se realizó un análisis micropetrográfico de un granito.

Tabla 6.4 Resultados de un análisis modal micropetrográfico (Irfan – 1988)

Material	Feldespatos inalterados %	Feldespatos alterados %	Cuarzo %	Biotita inalterada %	Biotita alterada %	Otros %	Vacios y microgrietas %	Minerales sanos %	Minerales alterados %	Total meteorización %	IMP
1	10.2	40.5	24.3	0.1	1.9	0.1	22.9	34.7	42.4	65.3	0.53
2	9.4	41.4	21.5	0.8	3.0	0.0	23.7	31.7	44.4	68.1	0.47
3	2.7	55.6	25.2	0.0	3.0	0.0	13.5	27.9	58.6	72.1	0.39
4	10.2	28.9	32.9	0.0	4.2	0.0	23.6	43.1	33.1	56.7	0.76
5	9.4	46.2	18.7	0.2	1.6	0.0	24.0	28.3	47.8	71.8	0.39
6	7.0	46.2	22.7	0.0	4.4	0.0	19.5	29.7	50.6	70.1	0.42
7	5.5	47.2	22.9	0.0	0.9	0.0	23.6	28.4	48.1	71.6	0.40
Granito sano	68.2	2.0	28.0	0.7	0.3	0.1	0.6	97.0	2.3	2.9	33.4

6.4 MICROESTRUCTURA DE LOS SUELOS RESIDUALES

Los términos microestructura, fábrica y textura se refieren al arreglo físico de los granos o partículas. Este arreglo junto con la mineralogía, el grado de meteorización y la estructura de discontinuidades determina el comportamiento ingenieril de la mayoría de los suelos residuales. La microestructura incluye la microfábrica, la composición y las fuerzas entre partículas. Las investigaciones de microestructura se realiza utilizando microscopios opticos o microscopios electrónicos. La cementación de grupos de partículas es responsable de altas relaciones de vacíos, bajas densidades, altas resistencias, baja compresibilidad y alta permeabilidad.

Generalmente la microestructura se analiza en dos niveles: Textura y Fábrica

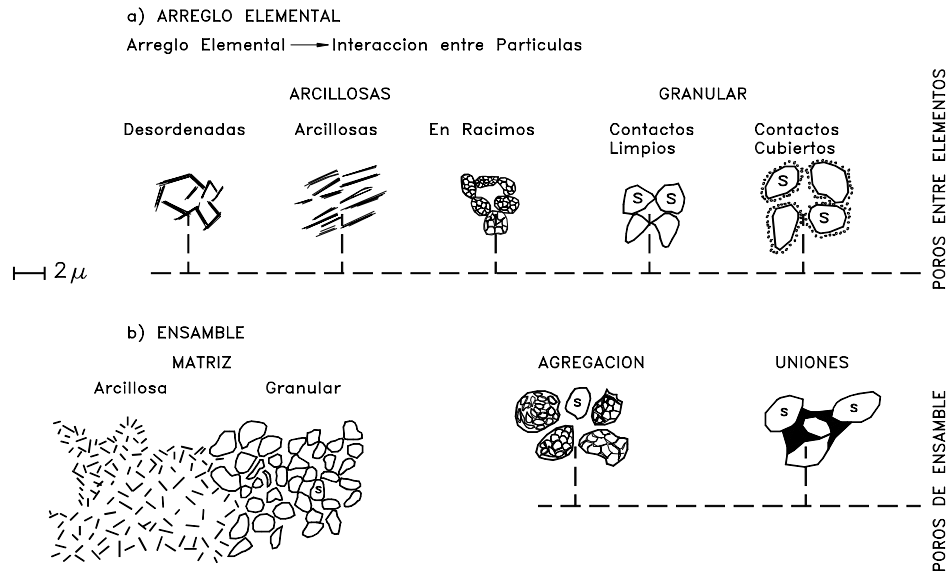


Figura 6.6 Elementos de la textura en un suelo residual (Blight, 1997).

Textura

La textura puede revelar la orientación entre las partículas cementación y contacto entre ellas. La influencia de la textura en las propiedades ingenieriles de los suelos tropicales fue enunciada por Terzaghi describiendo la arcilla en una presa, sobre la base de que ella ocurría en grupos densos de partículas de arcilla cementados por óxido de hierro. Esta afirmación ha sido ratificada por muchos autores a través de los años.

Arreglo elemental de partículas

Corresponde a la localización en el espacio de las partículas entre sí (Figura 6.6). Las partículas arcillosas pueden encontrarse en arreglos desordenados, paralelos o en racimos y las partículas granulares (Arenas y limos) en agrupaciones de partículas con los contactos limpios o cubiertos de otro material, generalmente de arcilla.

La mayoría de los suelos tropicales son susceptibles a descomposición física por la manipulación de los “terrones o racimos ” que se forman. El rompimiento de estos racimos dificulta la determinación exacta de sus propiedades físicas y complica el proceso de compactación en el campo.

Ensamble

El ensamble de las partículas corresponde a la forma como interactúan las partículas unas con respecto a las otras. El ensamble presupone la existencia de una matriz, la cual puede ser arcillosa o granular y se forma por la agregación o la unión de las partículas. La disolución y lavado de la matriz o las uniones y la cementación conducen al desarrollo de una estructura porosa. Este efecto es producto de la frecuente ocurrencia de lluvias y por esto es necesario analizar el efecto de las lluvias sobre los poros y uniones entre las partículas. El ensamble puede ser modificado por el flujo de corrientes de agua.

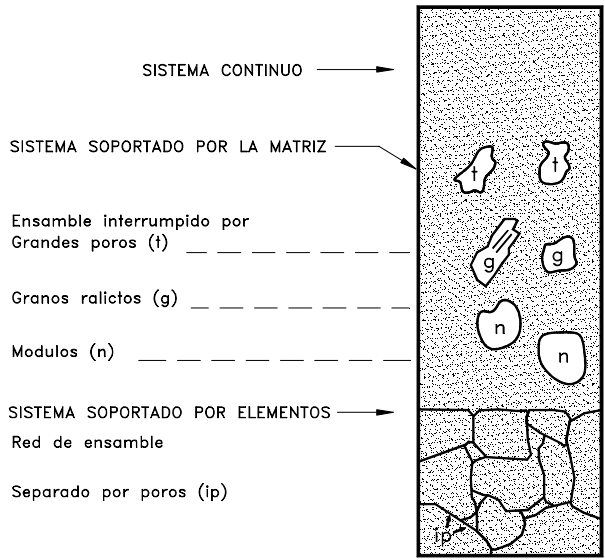


Figura 6.7 Sistemas de fábrica en un suelo residual.

Fábrica

La fábrica muestra la organización general de los grupos de partículas (Figura 6.7). El sistema de fábrica puede ser de tres formas:

1. Sistema continuo

En el cual la matriz y las partículas o elementos forman un todo homogéneo aunque existen uniones entre partículas estas no interrumpen la continuidad de la fábrica.

2. Sistema embebido por una matriz

El ensamble forma un elemento homogéneo pero es interrumpido por poros, granos grandes, relictos o nódulos de materiales diversos.

3. Sistema soportado por una red de bloques o terrones

En este caso aparecen varios elementos que se integran entre sí, separados por poros, pero es la microestructura del ensamble de estos elementos los que le dan soporte al material.

6.5 ESTRUCTURA DE LOS SUELOS RESIDUALES

Según Blight (1977) citando a Lumb, las juntas en la mayoría de las rocas ígneas y la estratificación en rocas sedimentarias permanecen en los suelos residuales. Igual cosa ocurre con la esquistocidad y la foliación de algunas rocas metamórficas.

1. Juntas o diaclasas

Las juntas juegan un papel importante en las fallas de materiales residuales. Si se encuentran abiertas actúan como conductores de agua y activadores de presiones de poro. Por lo general, se encuentran más abiertas en la superficie que a profundidad.

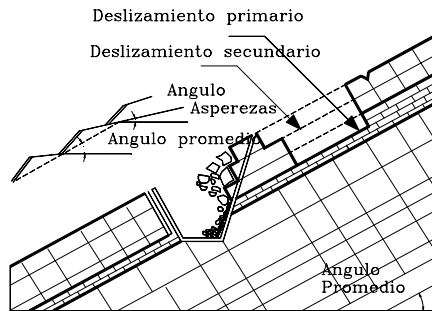
El agua al pasar a través de la junta produce meteorización de sus paredes, formando arena o arcilla que forma superficies de debilidad. Adicionalmente, el agua que viaja a lo largo de las juntas puede llevar arcilla en suspensión que es depositada en ellas y las discontinuidades se hacen muy peligrosas si se encuentran rellenas de arcilla.

Blight afirma que la resistencia a lo largo de una estructura heredada puede ser la mitad de la resistencia en el suelo residual intacto y cita casos en que la resistencia es de solamente 1/3 de la resistencia a través del suelo. Las superficies de falla pueden coincidir con una junta o puede comprender varias familias de juntas diferentes formando bloques deslizantes.

2. Foliaciones

Las foliaciones son superficies generalmente paralelas de baja cohesión y por las cuales las rocas se pueden partir. Estas son debidas principalmente, a efectos de metamorfismo y son conocidas como pizarrosidad, esquistosidad, foliación, etc. Este fenómeno produce direcciones de debilidad muy similares a diaclasas, pero son menos separadas y pueden inducir el desmoronamiento de los suelos al momento de moverse, produciéndose flujos secos del material desintegrado.

A. Buzamiento en la dirección del talud



B. Buzamiento en la dirección contraria al talud

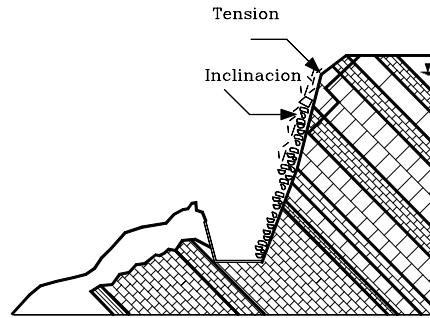


Figura 6.8 Efecto de las discontinuidades en la falla de los taludes.

3. Estratificación

La estratificación genera superficies de debilidad por cambio de material. Cuando los materiales a lado y lado de la estratificación son de propiedades mecánicas similares, trabajan en forma similar a una diaclasa pero cuando la diferencia de propiedades es grande, como en el caso de estratificación de areniscas y Lutitas, la situación se hace más compleja, produciéndose concentración de agua en la interfase y flujo dentro del material más permeable. Este fenómeno genera una zona de meteorización a partir del plano de estratificación que debilita esta superficie.

4. Fallas

Su influencia en los problemas de taludes en materiales residuales pueden definirse así: Producen una zona de debilidad varios metros a lado y lado y en el caso de fallas de gran magnitud, de varios centenares de metros en dirección normal a éstas. En algunos casos las fallas son verdaderas familias de fallas que parecen especies de diaclasamiento. El material fracturado a lado y lado de la falla puede producir zonas inestables dentro de la formación estable.

Los planos de falla a su vez pueden estar rellenos de arcilla o completamente meteorizados, formando superficies débiles muy peligrosas. Es común que un deslizamiento esté directamente relacionado con la presencia de una falla geológica.

5. Intrusiones

A veces los deslizamientos son generados por la presencia de intrusiones de materiales más permeables que traen su efecto en el régimen de aguas. Las diferencias en el grado de cristalización y el tamaño de los cristales también afectan la estabilidad de los taludes en rocas ígneas y metamórficas.

6.6 PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS RESIDUALES.

Resistencia al cortante

La estabilidad de los suelos residuales muy meteorizados (grado VI en la clasificación de Hong Kong), se puede analizar utilizando las teorías tradicionales de la mecánica de suelos, con cierto grado de confiabilidad; sin embargo a medida que se profundiza en el perfil las propiedades de los materiales cambian sustancialmente. Las muestras de roca son difíciles de muestrear y las muestras de tamaño para ensayos de laboratorio generalmente, dan estimativos muy pobres de la resistencia al cortante y de la permeabilidad.

El caso más delicado de análisis es el de los saprolitos. Los saprolitos son generalmente, no saturados, muy débilmente cementados y muy heterogéneos, con varios sistemas de juntas heredadas (Mitchell y Sitar, 1982).

Vaughan (1988) explicó la relación entre la resistencia al cortante y la relación de vacíos en la siguiente forma:

- a. La resistencia derivada de la evolución del suelo y encontrada en equilibrio con el estado de esfuerzos, influencia el comportamiento del suelo y su dureza.
- b. La historia de esfuerzo durante la formación del suelo tiene muy poco efecto sobre las propiedades de los materiales.
- c. Los suelos tienen una variedad muy amplia de mineralogía y resistencia de los granos.
- d. Los suelos en el sitio tienen un rango muy amplio variable de relación de vacíos.

Las deformaciones pequeñas inducidas durante el muestreo pueden debilitar las uniones y disminuir la resistencia al cortante. Brand (1985) sugirió que los saprolitos a bajas presiones efectivas tienen resistencias más altas que las obtenidas en ensayos triaxiales con envolvente de falla de línea recta.

Variación de la resistencia al cortante

La cohesión y la fricción entre las partículas o bloques varían considerablemente de acuerdo al tipo de suelo, contenido de minerales, tamaño y forma de las partículas, humedad, presión de poros y la historia de la formación del material. Adicionalmente, cuando ha ocurrido anteriormente un movimiento, la cohesión y la fricción han disminuido especialmente, cerca de las superficies de falla o fractura.

La resistencia al cortante es generalmente, menor en el suelo que en el saprolito o en la roca, pero las formaciones residuales tienen generalmente, superficies de discontinuidad equivalentes a superficies de debilidad de baja resistencia que facilitan la posibilidad de movimientos. Es común que la resistencia al cortante sea menor a lo largo de las discontinuidades heredadas, que en la matriz del material residual y se reportan casos en los cuales la resistencia a lo largo de la discontinuidad puede ser muy pequeña, comparada con la resistencia a través del suelo en sí, especialmente cuando las discontinuidades se encuentran rellenas.

Según Massey y Pang (1988) el comportamiento y la resistencia al corte de los materiales son una función de:

- La naturaleza de la roca original.
- La mineralogía y microfábrica derivada de los procesos de meteorización física y química.
- El grado de saturación y los cambios inducidos por modificaciones del contenido de humedad.
- La presencia, orientación, espaciamiento, persistencia e imperfecciones de las discontinuidades heredadas, junto con la naturaleza de los rellenos o coberturas.
- La presencia, forma y distribución de material de roca menos meteorizada en forma de bloques o bandas dentro de la matriz más fuertemente meteorizada.

Tiene gran importancia en el comportamiento de un talud el efecto de la presión de poros a lo largo de contactos de materiales diferentes, zonas de mayor permeabilidad y discontinuidades heredadas.

La resistencia al corte disminuye por acción de dos efectos:

- La disminución de los esfuerzos efectivos de acuerdo al principio de Coulomb.
- La separación de las superficies a lado y lado de la discontinuidad, debidas a movimientos de compresión elastoplástica de los materiales, por acción de la fuerza diferencial generada por la presión de poros "preferencial" a lo largo de la discontinuidad. Al aumentar la presión de poros la discontinuidad tiende a separarse y la resistencia al corte disminuye (Figura 6.9).

De estudios realizados por el Autor, discontinuidades con ángulo de fricción para presiones efectivas de aproximadamente 30° se comportan en la práctica como si el ángulo de fricción fuera de menos de 15° al producirse presiones de poros "preferenciales" a lo largo de las discontinuidades de valores superiores a más de 3 metros de columna de agua.

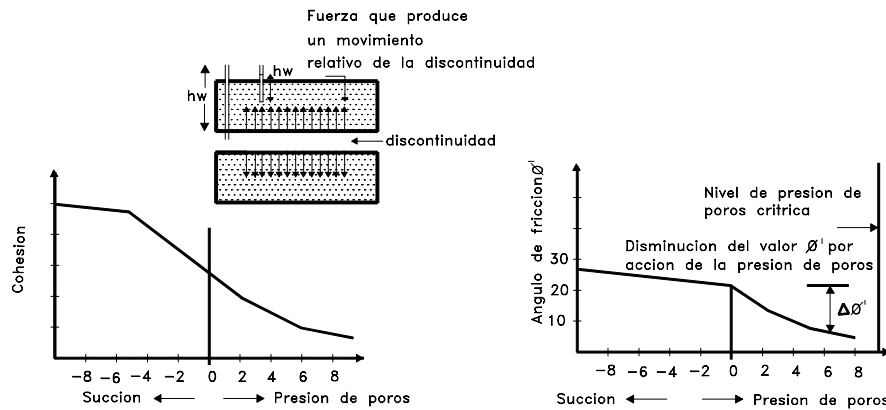


Figura 6.9 Variación de cohesión y el ángulo de fricción dentro de una discontinuidad por el aumento de la humedad y de la presión de poros.

La cohesión

La cohesión es una propiedad determinante en el comportamiento de un suelo residual. En suelos no saturados hay una cohesión aparente, la cual es el producto de las presiones negativas en el agua de poros, la cual desaparece por saturación, sin embargo

en muchos casos, la cohesión es debida a la cementación de productos precipitados (Sowers - 1985). La cohesión generalmente, no es continua a lo largo de una superficie y desaparece con frecuencia por la abertura de las discontinuidades debida a fuerzas de tensión o a presión de poros.

Angulo de fricción

El valor del ángulo de fricción interna de los materiales disminuye con el avance del proceso de meteorización. En ensayos realizados en materiales de granitos y Neisses en Colombia, se encuentran variaciones de 26 a 38° similares a los indicados por Deere y Patton(1971), para materiales de Lutitas entre 10 y 35° y para materiales de areniscas entre 25 y 45°, en concordancia a los valores propuestos por Sowers - 1981. En materiales derivados de areniscas, el Autor ha encontrado ángulos de fricción a lo largo de discontinuidades rellenas de arcilla con valores de 10 a 15°, cuando los ángulos de fricción de discontinuidades sin relleno dan valores de 35 a 38° en el mismo talud. Esta realidad dificulta la evaluación del comportamiento de los suelos residuales utilizando los modelos de la mecánica de suelos tradicional.

La envolvente de falla

En los suelos residuales la envolvente de falla puede tener una forma no lineal, especialmente en el rango de presiones bajas. Brand (1985) presenta el caso de los suelos residuales derivados de granitos en Hong Kong, donde la envolvente de falla presenta una curva en los niveles de esfuerzos normales bajos sin que se presente un caso de cohesión (Figura 6.10).

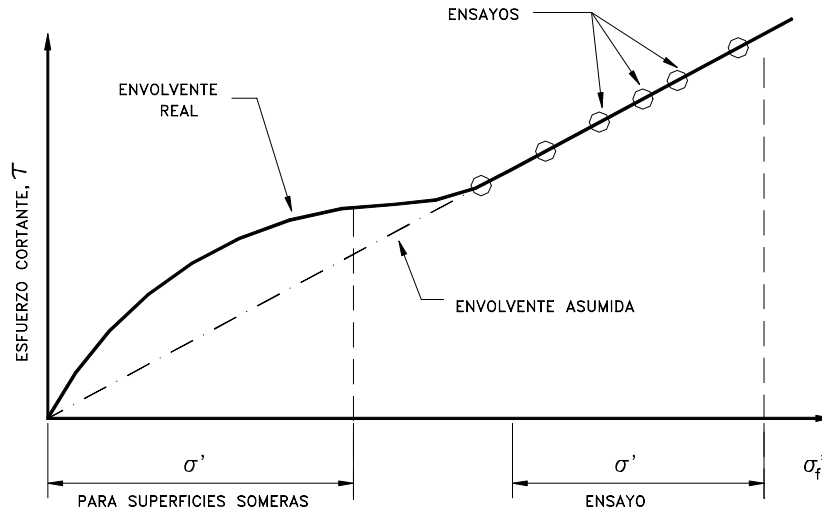


Figura 6.10 Envolvente real de falla para suelos residuales de granitos en superficies someras (Brand, 1985).

Factores que afectan el comportamiento esfuerzo-deformación

Historia de esfuerzos

Los suelos residuales se forman por una historia de descomposición o meteorización y esta a su vez es afectada por procesos tectónicos de compresión, relajación, corte, etc.. Estos esfuerzos tectónicos han producido una serie de cambios en el estado de los materiales, los cuales equivalen generalmente a disminuciones en los valores de la resistencia al cortante.

La mayoría de los suelos residuales se comportan como si fueran sobreconsolidados.

Resistencia de los granos o partículas

Las partículas que conforman un suelo residual muestran generalmente una gran variabilidad en la resistencia al aplastamiento o trituración y esta resistencia influye en forma importante sobre los valores de la resistencia al cortante. Por ejemplo, los suelos residuales con partículas de cuarzo resistentes al aplastamiento muestran ángulos de fricción relativamente altos.

Unión y cementación entre partículas

Una de las características básicas de los suelos residuales es la existencia de uniones entre las partículas. Estas uniones pueden ser de cementación por la depositación de carbonatos, hidróxidos, materia orgánica, etc., o por la reprecipitación de agentes cementantes como los silicatos o el crecimiento de uniones durante la alteración química de los minerales. Las uniones entre partículas disminuyen a medida que avanza el proceso de descomposición. La roca poco meteorizada posee una resistencia al cortante mucho mayor que la roca descompuesta.

Estado de alteración o remodelo

La resistencia al cortante es muy sensitiva a la alteración del material. Esta alteración puede deberse a causas naturales o antrópicas. Por ejemplo, el uso de explosivos para la ejecución de un corte puede disminuir la resistencia al cortante de toda la ladera. La estructura también puede destruirse durante la saturación o la toma de muestras. La resistencia al corte del suelo varía en forma grande de una muestra natural a otra compactada, debido al efecto de cementación y es difícil poder obtener valores confiables de diseño.

Las estructuras heredadas y discontinuidades

La resistencia de los Saprolitos puede ser determinada casi en su totalidad por los detalles estructurales. La resistencia de las discontinuidades es determinada también por el grado de meteorización y la cementación secundaria o laterización. En ocasiones, puede determinarse la resistencia de la masa de suelo mapeando cuidadosamente las discontinuidades del Saprolito y midiendo la resistencia a lo largo de esas discontinuidades.

La anisotropía

La resistencia al cortante depende de la dirección del esfuerzo con relación a la fábrica del suelo. Por ejemplo, en rocas metamórficas donde se encuentra mica presente, las superficies de las partículas de mica actúan como zonas de debilidad.

La humedad

Se ha detectado que en los suelos tropicales la humedad afecta sensiblemente su resistencia al corte. Se observa en ocasiones disminución de hasta 50% de la cohesión y 30% del ángulo de fricción por el proceso de saturación (Foss, 1973). Aparentemente la cementación es afectada en forma importante por la humedad. Es común el colapso de la estructura del suelo al saturarse, produciendo asentamientos diferenciales por

saturación accidental por fugas de agua de conductos enterrados o por mal control del agua de escorrentía. Al secarse la Aloysita el agua de la capa hidratada se seca y se forma Metalloysita, lo cual cambia las propiedades del material y su comportamiento.

Lumb (1975) ensayando muestras saturadas y no saturadas encontró que las envolventes de falla, en ensayos drenados dependían en forma importante de la saturación y de la relación de vacíos, en granitos y en suelos volcánicos. La cohesión obtenida representa lo que se llama Cohesión aparente, como un resultado de la succión capilar.

Permeabilidad y flujo de agua

En un perfil de meteorización, la permeabilidad aumenta al incrementarse el tamaño de las partículas en el perfil de meteorización, para luego disminuir en la roca intacta, creando una zona de máxima concentración de agua que puede determinar la posición de la zona crítica de falla. Esto es muy corriente en perfiles de Granitos, Neisses y Esquistos y algunas veces en Lutitas y Areniscas.

La mayoría de los problemas de estabilidad de laderas en suelos residuales se relaciona con infiltraciones debidas a la permeabilidad de los materiales. La infiltración de agua elimina las presiones negativas, aumenta las presiones positivas, genera corrientes de agua y sube los niveles freáticos.

A pesar de la influencia grande de la Permeabilidad en la estabilidad de las laderas, existe muy poca información sobre la permeabilidad, de los suelos residuales. La variación en la macrofábrica del perfil de meteorización puede resultar en grandes variaciones de permeabilidad tanto lateralmente como a profundidad. La variación en tamaño de granos, tamaño de vacíos, mineralogía, grado de fisuración y las características de las fisuras afectan los valores de la permeabilidad.

Tabla 6.5 Permeabilidad de perfiles de meteorización en rocas ígneas y metamórficas (modificado de Deere y Patton, 1971).

Zona del perfil	Permeabilidad relativa
Suelos orgánicos	Media a alta
Suelos residuales maduros o coluviones arcillosos	Baja
Suelos saprolíticos o suelos residuales jóvenes	Media
Saprolitos	Alta
Roca meteorizada	Media a alta
Roca sana	Baja a media

La permeabilidad de los suelos saprolíticos está controlada generalmente, por la estructura de los materiales. La mayoría del flujo tiene lugar a lo largo de las juntas heredadas, de las venas de cuarzo o biocanales. Como la permeabilidad es gobernada por detalles de escala macro, los ensayos de laboratorio generalmente, no son representativos debido a que su escala es muy pequeña. La única forma de determinar un valor confiable de permeabilidad es realizar ensayos a escala grande, como son los ensayos de infiltración en apiques o sondeos.

El método más común de ensayo de permeabilidad en el campo es la permeabilidad realizada en un sondeo o perforación. La mayoría de los suelos residuales permite la construcción de perforaciones sin revestimiento.

Brand (1985) indicó que en suelos residuales existen zonas de alta transmisibilidad a través de las discontinuidades que hacen que la permeabilidad de la roca sea muy alta, por lo tanto las presiones de poro pueden reaccionar muy rápidamente a las lluvias fuertes. Por ejemplo, en la figura 6.11 se muestra como en Hong Kong, en 24 horas de

lluvia se produjo aumentos de cabezas piezométricas de cinco metros, en solo 18 horas y la presión de poros disminuyó bruscamente, inmediatamente después de la lluvia. Estos cambios tan rápidos hacen muy difícil la determinación de las presiones de poro para el análisis de deslizamientos.

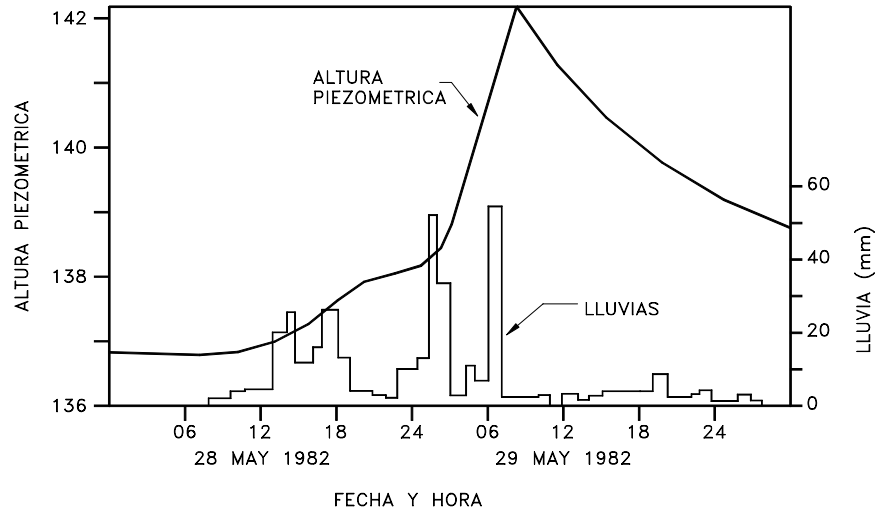


Figura 6.11 Ascenso rápido del nivel de agua en una sola lluvia en los granitos descompuestos de Hong Kong (Brand 1985).

El avance del frente húmedo es un factor muy importante en el análisis de estabilidad como se indica en el capítulo 7 del presente texto. El grado de saturación después de un evento lluvioso varía con la profundidad en el perfil (Figura 6.12). La eliminación de la succión en suelos no saturados debido a la saturación puede producir fallas repentinas de taludes.

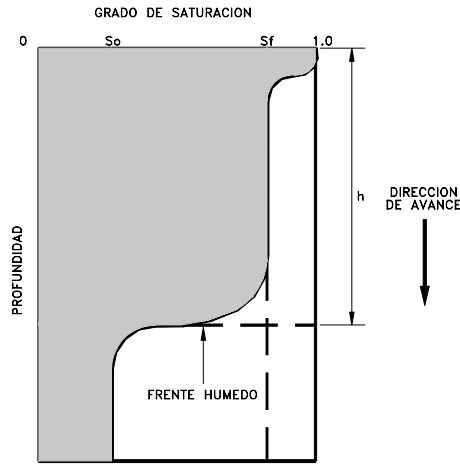


Figura 6.12 Avance del frente de humedad en suelos residuales.

En una lluvia fuerte al ocurrir una infiltración durante un tiempo t , el frente húmedo avanza una distancia h , de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$h = \frac{kt}{n(S_f - S_o)}$$

Donde:

k = Coeficiente de permeabilidad

n = Porosidad

S_f = Saturación final

S_o = Saturación inicial

Esta ecuación sugiere que el frente húmedo avanza más rápidamente si la lluvia antecedente ha incrementado S_o . Lumb (1975) reportó que si un suelo volcánico tiene una permeabilidad de $1.5 \cdot 10^{-4}$ cm/seg., y una lluvia excede los 400 mm., en tres días, el frente húmedo avanzará cuatro metros dentro del suelo y para la misma permeabilidad en un granito descompuesto se requiere una acumulación de 400 mm., en un periodo de 14 horas para avanzar los mismos cuatro metros.

Vaughan (1985) demostró que para un perfil que tiene una permeabilidad decreciente, al profundizarse se genera inestabilidad, mientras si la permeabilidad aumenta, se genera drenaje natural.

Compresibilidad

Las propiedades de consolidación y permeabilidad dependen de la estructura del suelo, teniendo que distinguir entre suelos naturales y suelos compactados. La permeabilidad varía típicamente entre $1 \cdot 10^{-2}$ a $1 \cdot 10^8$ cm/seg. y el coeficiente de consolidación de $1 \cdot 10^{-1}$ a $1 \cdot 10^{-3}$ cm²/seg. En general para un mismo Límite Líquido la compresibilidad del suelo tropical es menor que la indicada por Terzaghi Peck.

Según Vargas, para suelos tropicales:

$$Cc = 0.005 (LL + 22) \mp 0.1$$

Generalmente las curvas de consolidación exhiben una preconsolidación aparente debida a la presencia de cementación. Esta preconsolidación aparente disminuye y la compresibilidad aumenta cuando los suelos son saturados.

Compactación

Las características de compactación de los suelos residuales tropicales son influenciadas por su gradación, resistencia a la desintegración de los grupos de partículas, composición mineral y esfuerzo de compactación. En consecuencia las características de compactación varían en un rango muy amplio.

La mayoría de suelos ensayados por el Autor poseen valores de peso unitario que varían entre 1.7 y 2.2 Ton/m. y las humedades óptimas poseen un rango desde 6 a 22%. A medida que aumenta el contenido de arcilla o finos presentes, aumenta la humedad óptima y disminuye el peso unitario máximo. Townsend (1985) reportó que para algunos suelos naturales con permeabilidades de campo de 10^{-4} a 10^{-5} cm/seg., la compactación producía una disminución de las permeabilidades de 10^{-5} a 10^{-7} cm/seg.

Ensayos en suelos residuales

La validez de los ensayos de “Laboratorio” en suelos residuales es cuestionable aunque no puede discutirse que son útiles para la toma de decisiones de diseño. Muestras totalmente inalteradas aunque son difíciles de obtener, son deseables y es recomendable que las muestras sean lo más grande posibles. En algunos casos como en “Coluviones” los ensayos de laboratorio son totalmente inapropiados y sólo los ensayos de campo dan resultados de alguna confiabilidad.

El ensayo de penetración estándar (SPT), tanto para suelos granulares como arcillosos, permanece como el más comúnmente empleado para conocer la resistencia de todo tipo de suelos residuales.

Dependencia del factor agua

El perfil de meteorización y las propiedades de suelos tropicales dependen principalmente del régimen de lluvias y en general del ambiente climático de su formación. En zonas de alta precipitación la relación de vacíos es alta y existe una dependencia directa de la relación de vacíos con la precipitación (Figura 6.13).

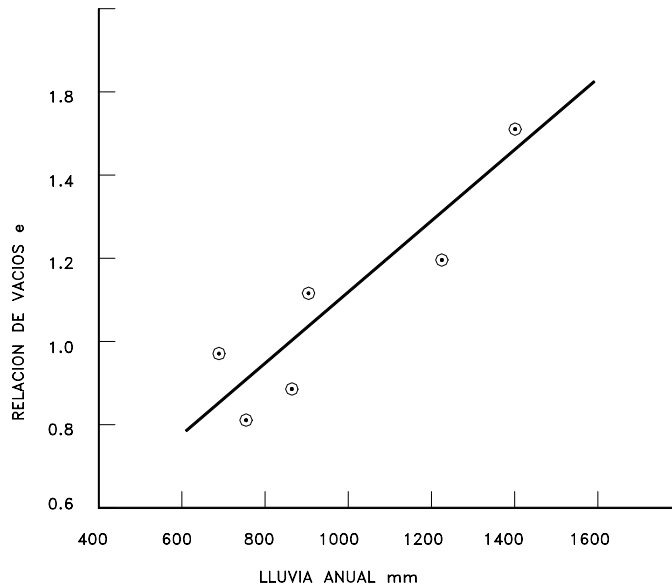


Figura 6.13 Relación entre la relación de vacíos y la precipitación en un granito altamente meteorizado y lavado, en Suráfrica. (Bligh 1997).

El proceso de disolución, lavado y recementación afecta otras propiedades del suelo como son la densidad y cohesión.

El fenómeno de lavado de finos y ciertos compuestos químicos es gradual y va produciendo un deterioro permanente en la calidad de los materiales que hace que los taludes se vuelvan inestables con el paso del tiempo.

6.7 SUELOS RESIDUALES ESPECIALES

Las Lateritas

Los suelos arcillosos ricos en aluminio y hierro son muy frecuentes y se caracterizan por la presencia de óxidos e hidróxidos de hierro y aluminio; el hierro en pequeñas cantidades que es movilizado por el agua subterránea es luego oxidado.

El movimiento cíclico de los niveles de agua conduce a la acumulación de óxidos de hierro, formando una capa de suelos cementados, generalmente semipermeables (Figura 6.14). Estos materiales se van endureciendo en presencia del aire formando suelos lateríticos, los cuales poseen una gradación que puede ir desde las gravas a las arcillas y una plasticidad de baja a intermedia.

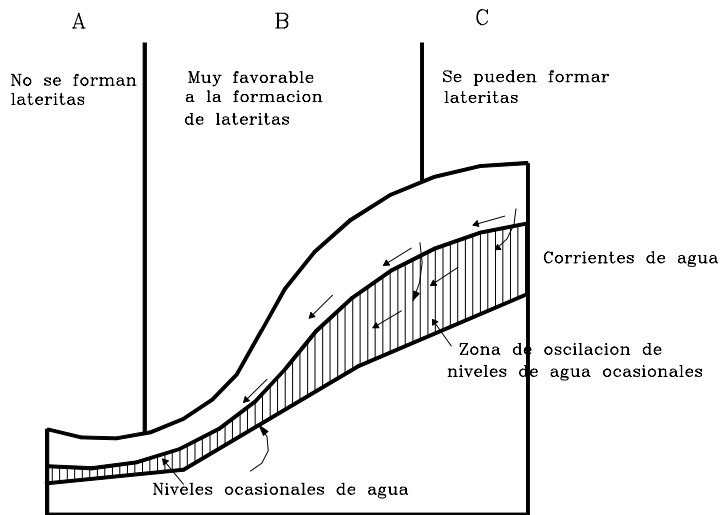


Figura 6.14 Formación de lateritas por corrientes de agua ocasionales.

Las lateritas se forman por descomposición de la roca y lavado por corrientes de agua ocasionales.

Tabla 6.6 Propiedades típicas de los suelos tropicales lateríticos

Propiedad	Valor
Contenido de agua	10 a 49 %
Límite líquido	33 a 90 %
Límite plástico	13 a 31 %
Porcentaje de arcilla	15 a 45 %
Peso unitario seco	1.6 a 2.0 gr./cm ³ .
Angulo de fricción interna	28° a 39°

Es el proceso físico químico que convierte el suelo o roca en Laterita. Las Lateritas no son propiamente derivadas directamente de las rocas, sino que son el resultado de la

remoción gradual de sílice y sales solubles. Este proceso ocurre cuando el agua percola a través del suelo o la roca.

En algunas rocas existen factores que facilitan el proceso de laterización, ellas son:

1. Rocas ígneas ácidas y algunas metamórficas

Incluyen el Neiss y el Granito. Estas rocas contienen suficiente hierro y aluminio para la formación de Lateritas. Aunque la permeabilidad intergranular es baja, usualmente poseen un muy buen desarrollado sistema de juntas que facilita el lavado.

2. Basalto

Contiene suficiente aluminio y abundante hierro y posee fracturas abundantes similares a los de otras rocas cristalinas. Estas rocas permiten una desintegración rápida.

3. Arenisca

Los contenidos bajos de aluminio y hierro pueden no contribuir a la formación de lateritas de espesor grande, pero su alta permeabilidad puede contribuir al lavado de los Feldespatos.

Algunas rocas no son favorables para el desarrollo de Lateritas y estas son: Las Calizas, que aunque son muy solubles no poseen una permeabilidad que permita la ocurrencia de Lateritas. Lo mismo ocurre con las Lutitas y pizarras.

Los Esquistos son muy difíciles de categorizar por la gran cantidad de tipos que existen y aunque son comparables químicamente a las Lutitas, su habilidad para producir Lateritas depende principalmente de su textura y estructura.

Las Lateritas tienen su importancia, especialmente en construcción de carreteras, por el uso de gravas lateríticas como material de bases y sub-bases viales. El Cuarzo como mineral no soluble es abundante y hace que sus resistencias al corte sean apreciables.

Ante la presencia de una gran cantidad de suelos residuales tropicales de coloración rojiza, la identificación de Lateritas debe hacerse por la presencia de partículas del tamaño de grava y por su ocurrencia en sitios de poca vegetación donde la humedad no es permanente pero que están expuestos a la acción de la lluvia.

La Grava laterítica es un suelo de consistencia gruesa, granular, que tiene partículas gruesas que se forman de la cementación de partículas más pequeñas. Al clasificarse podría ser grava o arena pero posee matriz de arcillas o limos.

Arcillas negras tropicales

Otro tipo de suelo muy común en ambientes tropicales son las arcillas negras, las cuales se desarrollan en áreas de drenaje pobre, con periodos secos y húmedos muy bien definidos. La arcilla presente más común es la Montmorillonita, lo cual conduce a que estos suelos sean generalmente expansivos, especialmente en los metros más subsuperficiales del perfil.

Suelos dispersivos residuales

Es frecuente en áreas tropicales la presencia de suelos arcillosos o arcillo-arenosos dispersivos, los cuales son muy susceptibles a ser erosionados por las corrientes de agua. Estos suelos son generalmente de coloración amarilla a roja. No existe realmente una velocidad crítica de erosión para los suelos dispersivos, los cuales son disueltos en aguas prácticamente quietas.

Tabla 6.7 Propiedades típicas de las arcillas tropicales negras

Propiedad	%
Porcentaje de arcilla	Más del 50
Porcentaje de limos	20 a 40
Porcentaje de arenas	10 a 30
Materia orgánica	Menos del 2
Límite líquido	50 a 100
Índice plástico	25 a 70
Índice de contracción	10 a 12

Para completar la amplia y diversa gama de suelos tropicales están los suelos Calcáreos limosos, los cuales poseen coloración gris y los depósitos de carbonatos de Calcio conocidos como "Caliche". En general el comportamiento de los suelos residuales tropicales es muy complejo y se requiere conocer en forma detallada las características físico-estructurales y químicas para su correcta clasificación.

6.8 SUPERFICIES PREFERENCIALES DE FALLA A DESLIZAMIENTO

En las formaciones de suelos residuales generalmente, existen superficies preferenciales por las cuales el talud tiende a fallar. Se pueden indicar las siguientes:

1. Las discontinuidades heredadas

Las juntas, fracturas, foliaciones, planos de estratificación, laminaciones, diques, orientaciones de los minerales y demás discontinuidades de la roca original, se convierten en discontinuidades dentro de la masa de suelo residual, las cuales actúan generalmente como superficies de debilidad por su baja resistencia, relacionadas no solo por la fractura en sí, sino también con la meteorización preferencial a lo largo de estas, ya que actúan como conductos del agua y demás agentes meteorizantes que facilitan no solo el transporte y depósito de subproductos, sino la formación de redes de presión de agua y de disipación de succión a lo largo de los planos de discontinuidad.

Los cambios en la presión de poros pueden producir modificaciones de los parámetros de resistencia al corte dentro de la discontinuidad.

Las juntas heredadas controlan en la mayoría de los casos, el régimen del agua infiltrada después de una lluvia y se conoce en Colombia de deslizamientos, en los cuales la masa de suelo estaba en estado semiseco pero las discontinuidades se encontraban saturadas y afectadas por presiones internas de agua muy grandes.

En la mayoría de los deslizamientos que ocurren en suelos residuales, la superficie de falla coincide en áreas importantes con grupos de discontinuidades heredadas, las cuales algunas veces están rellenas de materiales débiles, comúnmente arcillas, las cuales absorben agua, se expanden y se ablandan muy fácilmente y es común que su existencia y significancia solo se identifica después de que ha ocurrido una falla.

La anterior afirmación es basada en el trabajo de Massey y Pang (1988) sobre las fallas de los taludes en Hong Kong y en la revisión de una gran cantidad de historias de casos.

Observaciones del flujo de agua subterránea indican que el agua fluye a lo largo de rutas tales como las discontinuidades heredadas y conductos internos de erosión.

Las discontinuidades debidas a procesos de metamorfismo de las rocas, conocidos como pizarrosidad, esquistocidad, foliación etc., forman superficies paralelas de baja cohesión, a través de las cuales los materiales se pueden partir fácilmente o producirse fenómenos de desmoronamiento y flujos secos de material desintegrado. Muchos tipos de relleno diferente se pueden encontrar a lo largo de las discontinuidades pero generalmente se trata de materiales arcillosos y su espesor puede variar desde capas microscópicas hasta centímetros. Este relleno puede provenir de materiales lavados de capas superiores o de meteorización en el sitio.

La detección y evaluación de los efectos de las estructuras heredadas es de primordial importancia en los estudios geotécnicos para casos de estabilidad de taludes, pero esto es muy difícil con el sistema de perforaciones con taladro. Irfan y Woods(1988) recomiendan hacer excavaciones de gran tamaño y reportan zanjas de hasta 20 metros de profundidad para establecer el sistema de discontinuidades heredadas y estas excavaciones pueden programarse como parte de los cortes definitivos. Adicionalmente, se recomienda el mapeo de las discontinuidades a medida que se avanza con los cortes, para detectar la necesidad de modificar el diseño.

2. Zonas de cambio de permeabilidad

El proceso de meteorización o las características de formación de los materiales puede generar la presencia de superficies de alta permeabilidad dentro de un perfil de suelos residuales menos permeables. El agua al atravesar el perfil trata de fluir preferencialmente a través de las zonas de mayor permeabilidad, generándose una red diferencial de presiones de poro concentradas. El flujo de agua y las presiones preferenciales a lo largo de las zonas de alta permeabilidad puede convertirlas en superficies de falla. Adicionalmente, en algunos perfiles coinciden los cambios bruscos en conductividad con cambios en la resistencia al cortante de los materiales.

3. Espejos de falla (slickensides)

Los espejos de falla son discontinuidades lisas, las cuales pueden ser el producto de movimientos tectónicos en la roca original, los cuales se preservan en el suelo residual o pueden ser causados también por movimientos diferenciales, ocurridos dentro del Saprolito por acción del proceso de meteorización. Es difícil diferenciar entre superficies antiguas o recientes y en ocasiones se puede observar más de una dirección de estriado en la misma discontinuidad (Irfan y Woods- 1988).

La resistencia al corte a lo largo de los espejos de falla es particularmente baja y muchos deslizamientos son controlados por estas superficies de falla.

4. Los contactos suelo - roca

Los fenómenos que ocurren en la interface suelo - roca están relacionados con la formación de niveles colgados de agua permanentes o temporales, los cuales generan no solo una presión hidrostática sino también un proceso de disolución y lavado de llenantes y cementantes por acción de corrientes de agua. La roca actúa como una

barrera que facilita la formación de corrientes a lo largo del contacto material descompuesto - roca.

Cuando el contacto Suelo Residual - Roca es relativamente uniforme y continuo puede actuar como superficie preferencial para la ocurrencia de movimientos. Un caso común en ambientes tropicales son los deslizamientos de coluviones de materiales arcillosos sobre superficies rocosas (Campos - 1991). Generalmente, los procesos de hidrología interna y descomposición permiten la acumulación de partículas de arcilla sobre el contacto suelo - roca, formando una capa delgada o patín de arcilla sobre el cual se produce el movimiento, esta capa puede ser de solo algunos milímetros.

5. Fallas, planos de estratificación e intrusiones

Es común encontrar en las formaciones residuales contactos o fallas que generan superficies de debilidad, abiertas o rellenas de sedimentos o intrusiones de materiales muy diferentes a los normales de la formación. La presencia de estos puede generar un cambio substancial en el régimen de aguas subterráneas y en el comportamiento del talud. El material a lado y lado de la falla o intrusión puede producir superficies de inestabilidad dentro de una formación considerada como estable. En ocasiones, la presencia de fracturas relacionadas con fenómenos tectónicos relativamente recientes afecta la posibilidad de ocurrencia de deslizamientos, pero su evaluación es difícil porque generalmente no ha transcurrido tiempo suficiente para producir cambios geotécnicos visibles y la localización e identificación de los fenómenos neotectónicos es compleja.

6. Los suelos subsuperficiales o poco profundos

Es muy común que se produzcan fallas de los mantos mas subsuperficiales de suelo relacionados con varios factores:

- a. La presencia de coluviones o suelos sueltos subsuperficiales.
- b. La mayor abertura de las discontinuidades poco profundas y la resultante baja resistencia al cortante.
- c. La meteorización y permeabilidad del manto de suelo más subsuperficial.

6.9 CLASIFICACION DE LA FAO PARA SUELOS TROPICALES

Se han editado mapas de suelos generalmente, para uso agrícola en donde se clasifican los suelos de acuerdo a criterios pedológicos. Se conocen la clasificación pedológica francesa, la clasificación Taxonómica de los Estados Unidos y la clasificación FAO-UNESCO. Estas clasificaciones han sido estudiadas por autores como Morin and Todon y pueden ser útiles a los Ingenieros y geólogos y para ello existen correlaciones cuya interpretación para casos prácticos requiere de mucho criterio y experiencia. La FAO ha definido 25 unidades de suelo de las cuales las más importantes son:

1. Arenosols

Más gruesas que la arena y contenido de arcilla del 18% o menos. Exclusivos de depósitos aluviales recientes no consolidados.

2. Andosols

Suelos formados por materiales volcánicos por lo general con superficies oscuras. Comunes en regiones montañosas. Densidades bajas y humedades naturales altas. Contienen generalmente, minerales de Aloisita. Se caracterizan por su alto contenido de agua y cambios irreversibles cuando se secan. Estos materiales son muy comunes en las zonas volcánicas del sur-occidente de Colombia.

3. Luvisols

Suelos con acumulación de arcilla en el horizonte intermedio, rojo grisáceo. Propios de zonas áridas.

4. Cambisols

Suelos en los cuales han ocurrido cambios en el color, la estructura y consistencia por la meteorización del perfil en zonas de erosión intensa.

5. Acrisols

Suelos muy ácidos normalmente amarillo - crema, provenientes de rocas ácidas en zonas de lluvia intensa.

6. Nitosols

Suelos de color gris rojizo que han sido parcialmente meteorizados pero no han llegado a la madurez total que han alcanzado los Ferralsols.

7. Ferralsols

Suelos que contienen una cantidad muy importante de óxidos de hierro, generalmente rojos o amarillos, propios de zonas lluviosas. Es un grupo muy grande de suelos con gran variación de características, los minerales predominantes son la Caolinita y la Aloisita. Dentro de los ferralsols es importante definir a los "Latosols". Un término científico empleado también para la caracterización de lateritas es de Latosol. La identificación sobresaliente es la presencia abundante de sesquióxidos y Cuarzo y la ausencia de los minerales solubles. Por lo general el tipo de arcilla predominante es la Caolinita. Las tierras rojas o latosoles son suelos residuales ferruginosos que se encuentran en el primer ciclo del proceso, habiendo sido recientemente oxidados pero no cementados, comportándose como arcillas y por lo tanto no se considera que sean Lateritas.

8. Vertisols

Son suelos problemáticos de altas características de expansión y contracción y baja resistencia. Poseen grandes cantidades de Esmectita y Montmorillonita entre ellos se incluyen las arcillas negras propias de las zonas tropicales.

Tabla 6.8 Características de algunos de los suelos tropicales, clasificados de acuerdo a la FAO (Wesley, 1988).

Clasificación FAO	Nombre comunes	Minerales de arcilla dominantes	Características importantes
Ferralsols	Suelos lateríticos Latosoles Arcillas rojas	Aloisita Caolinita Gibsita Geotita	Un grupo muy grande con una gran variación de características
Andosols	Cenizas volcánicas	Alofanos Aloisita	Contenidos muy altos de agua y cambios irreversibles al secarse
Vertisols	Suelos negros tropicales. Suelos algodón negro.	Esmectita Montmorillonita	Alta expansión y baja resistencia.

En la región Andina de Suramérica ocurren por lo general, asociación o combinaciones de los tipos de suelo y es muy difícil la clasificación exacta de acuerdo a la nomenclatura de la FAO. En la cuenca amazónica predominan los Ferralsols.

Los suelos que cambian sus propiedades al secarse son generalmente, los Andosols o suelos de origen volcánico (ricos en Aloysita), en zonas donde la actividad volcánica ha sido reciente y algunos Ferralsols que ocurren en zonas de lluvias fuertes, especialmente en la cuenca amazónica.

6.10 SISTEMA DE CLASIFICACION DE SUELOS RESIDUALES DE WESLEY

Los suelos residuales poseen características específicas, las cuales no están representadas adecuadamente en el sistema unificado de clasificación de suelos entre las cuales Wesley (1997) indica las siguientes:

- a. El comportamiento de los suelos residuales depende en forma importante de la mineralogía y la estructura.
 - b. El grado de meteorización no se tiene en cuenta en los sistemas normales de clasificación.
 - c. Los sistemas de clasificación se basan en las propiedades del suelo en estado remoldeado y el comportamiento de los suelos residuales depende de su estado in situ.
- Wesley(1988) propuso un sistema de clasificación de suelos residuales (Tabla 6.9) el cual está basado en tres factores básicos:

1. Composición

Se refiere al material de que está constituido e incluye tamaño, forma y especialmente la composición mineralógica de la fracción fina.

2. Macroestructura

Incluye todos los detalles que se pueden observar visualmente como son discontinuidades, capas, fisuras, poros, presencia de materiales no meteorizados o parcialmente meteorizados y estructuras heredadas.

3. Microestructura

Fábrica, cementación entre partículas, forma y tamaño de los poros, etc.

El sistema de clasificación de Wesley no puede tomarse aislado de otros elementos como son el estado o nivel de meteorización, las propiedades mecánicas, las modificaciones o cambios al profundizarse en el perfil, las superficies de cambios bruscos de propiedades, etc.

Tabla 6.9 Sistema de clasificación de suelos residuales (Wesley –1997)

Grupo	Subgrupo	Ejemplo	Identificación	Comentarios
A Suelos sin influencia mineralógica fuerte	(a) Influencia fuerte de la macroestructura	Suelos de rocas ígneas ácidas o intermedias y rocas sedimentarias muy meteorizadas.	Inspección visual	Este es un grupo muy grande de suelos, incluyendo los saprolitos, cuyo comportamiento en las laderas es dominado por la influencia de las discontinuidades, fisuras, etc.
	(b) Influencia fuerte de la microestructura	Suelos de rocas ígneas y sedimentarias completamente meteorizadas.	Inspección visual y evaluación de la sensibilidad e índice de liquidez.	Son suelos esencialmente homogéneos. Es importante la identificación de la naturaleza y papel de las discontinuidades heredadas, tanto primarias como secundarias para poder entender el comportamiento.
	(c) Poca influencia de la estructura	Suelos derivados de rocas muy homogéneas	Poca o ninguna sensibilidad y apariencia uniforme.	Se comportan en forma similar a los suelos moderadamente sobreconsolidados.
B Suelos fuertemente influenciados por minerales comunes	(a) Grupo de la Smectita y montmorillonita.	Suelos negros tropicales y suelos formados en condiciones pobremente drenadas.	Colores gris a negro y alta plasticidad.	Suelos problemáticos encontrados en zonas planas; son de baja resistencia, alta compresibilidad y características fuertes de expansión y contracción.
	(b) Otros minerales comunes			Subgrupo relativamente pequeño.
C Suelos fuertemente influenciados por minerales arcillosos propios solamente de los suelos residuales	(a) Grupo de los Alófanos	Suelos derivados de ceniza volcánica.	Contenidos de agua muy altos y cambios irreversibles al secarse.	Altos límites líquidos y plásticos. Las características de ingeniería son generalmente buenas, aunque en algunos casos la alta sensibilidad hace difícil el manejo y la compactación.
	(b) Grupo de la Aloysita	Suelos derivados de rocas volcánicas antiguas. Especialmente arcillas rojas tropicales.	Color rojo, topografía bien drenada.	Suelos finos de baja a media plasticidad, pero de baja actividad. Las propiedades de ingeniería son generalmente buenas. (Debe tenerse en cuenta que con frecuencia se traslapan los suelos alófanos y los aloysíticos).
	(c) Grupo de los Sesquioxidos	Suelos lateríticos o lateritas	Apariencia granular o nodular.	Es un grupo muy amplio que van desde arcillas limosas hasta gravas y arenas gruesas. Su comportamiento varía desde la baja plasticidad hasta la grava no plástica.

6.11 CARACTERIZACION DEL PERFIL DE SUELOS RESIDUALES

El perfil de meteorización es muy importante en la estabilidad de los taludes en un suelo residual, porque este generalmente controla la superficie de falla potencial, el mecanismo de falla, el régimen de hidrología subterránea y la distribución de la presión de poros (Brand, 1985). Generalmente, los perfiles de los suelos residuales se componen de zonas de diferente meteorización que van desde el suelo propiamente dicho hasta la roca sana (Figura 6.15).

Se han tratado de definir zonas homogéneas, pero en la práctica no existe zonificación real dentro de un perfil, sino un cambio gradual de las características de los materiales con la profundidad, incluso es muy difícil definir en forma precisa el límite de la roca sana con el suelo residual o la roca descompuesta (Saprolito).

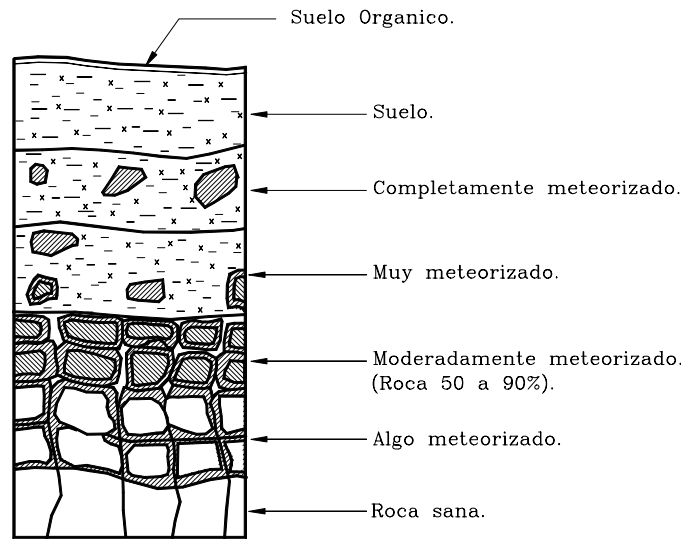


Figura 6.15 Diagrama de un perfil típico de suelo residual tropical (Según Little-1969).

Como los suelos residuales se descomponen de la roca parental, el perfil de suelo representa una historia del proceso de meteorización. Los sistemas de clasificación de perfiles presentan diferentes estados de meteorización y separan los perfiles verticales en diferentes zonas.

La permeabilidad y la resistencia al cortante varían gradualmente con la profundidad, las cuales controlan la respuesta a la infiltración de la lluvia y la localización de las superficies de falla.

Los espesores del perfil de suelo y las propiedades dependen de la roca parental, discontinuidades, topografía y clima. Como estos factores varían horizontalmente, el perfil puede variar en distancias relativamente cortas. Además se forman perfiles muy profundos en regiones tropicales en donde los agentes meteorizadores son especialmente fuertes.

El perfil general descrito por Deere y Patton en 1971, distingue tres zonas: suelo residual, roca alterada y roca sana.

Los Saprolitos retienen las estructuras de la roca parental pero solamente un poco de la resistencia de este.

Sowers (1963) y Vaughan (1985) correlacionan las propiedades de los suelos residuales con la relación de vacíos más no con los límites de Atterberg, debido a que la relación de vacíos representa en mejor forma el estado de los suelos en el sitio.

Las discontinuidades afectan en forma significativa la permeabilidad y la resistencia al cortante de la masa de suelo, por esta razón en los ensayos de laboratorio de muestras relativamente, pequeñas se obtienen coeficientes de permeabilidad y resistencias al cortante muy diferentes a la realidad. Además, algunos suelos residuales derivados de los Neisses, con alto contenido de mica, se expanden en el muestreo y esto produce propiedades equivocadas en los ensayos (Bressani y Vaughan, 1989).

A medida que se avanza en el perfil las propiedades de los suelos van cambiando en forma rápida y esto dificulta no solamente los ensayos sino los análisis, debido a que la estructura del material se vuelve muy importante a medida que se va profundizando, pasando de un comportamiento de suelo a un comportamiento de roca.

Tabla. 6.10 Sistema de clasificación del perfil de meteorización empleado en Hong Kong (Oficina de control geotécnico, 1979)

Grado	Descomposición	Detalles de diagnóstico en las muestras
VI	Suelo	No aparece textura reconocible de roca. Las capas superficiales pueden contener materia orgánica y raíces.
V	Completamente descompuesta	Roca completamente descompuesta pero aún aparece textura de roca ligeramente reconocible.
IV	Muy descompuesta	Pedazos grandes que pueden ser destruidos con las manos.
III	Moderadamente descompuesta	Pedazos grandes que no pueden ser descompuestos por las manos (muestras tomadas con broca a rotación).
II	Algo descompuesta	Aparece como roca sana pero tiene manchas muestras de descomposición.
I	Roca sana	

Las clasificaciones más utilizadas para los grados de meteorización de un perfil de suelo residual son las desarrolladas en Hong Kong (Phillipson and Brand - 1985), El Reino Unido (Dearman and Turk -1985) y los Estados Unidos (Sowers - 1985).

La variabilidad de las propiedades de resistencia, humedad y permeabilidad, a través del perfil dificulta la utilización de los modelos tradicionales de la mecánica de los suelos "homogéneos e isotrópicos".

Otros elementos disturbantes son las discontinuidades y la presencia de bloques de materiales diferentemente meteorizados. Las características de un perfil de suelo residual dependen del tipo y propiedades de la roca originaria. Los perfiles son marcadamente diferentes para formaciones de origen igneo-metamórfico y para formaciones sedimentarias.

Los perfiles de suelos residuales producto de rocas foliadas o estratificadas son marcadamente isotrópicos y generalmente son más débiles y permeables a lo largo de los planos de orientación (Sowers, 1985).

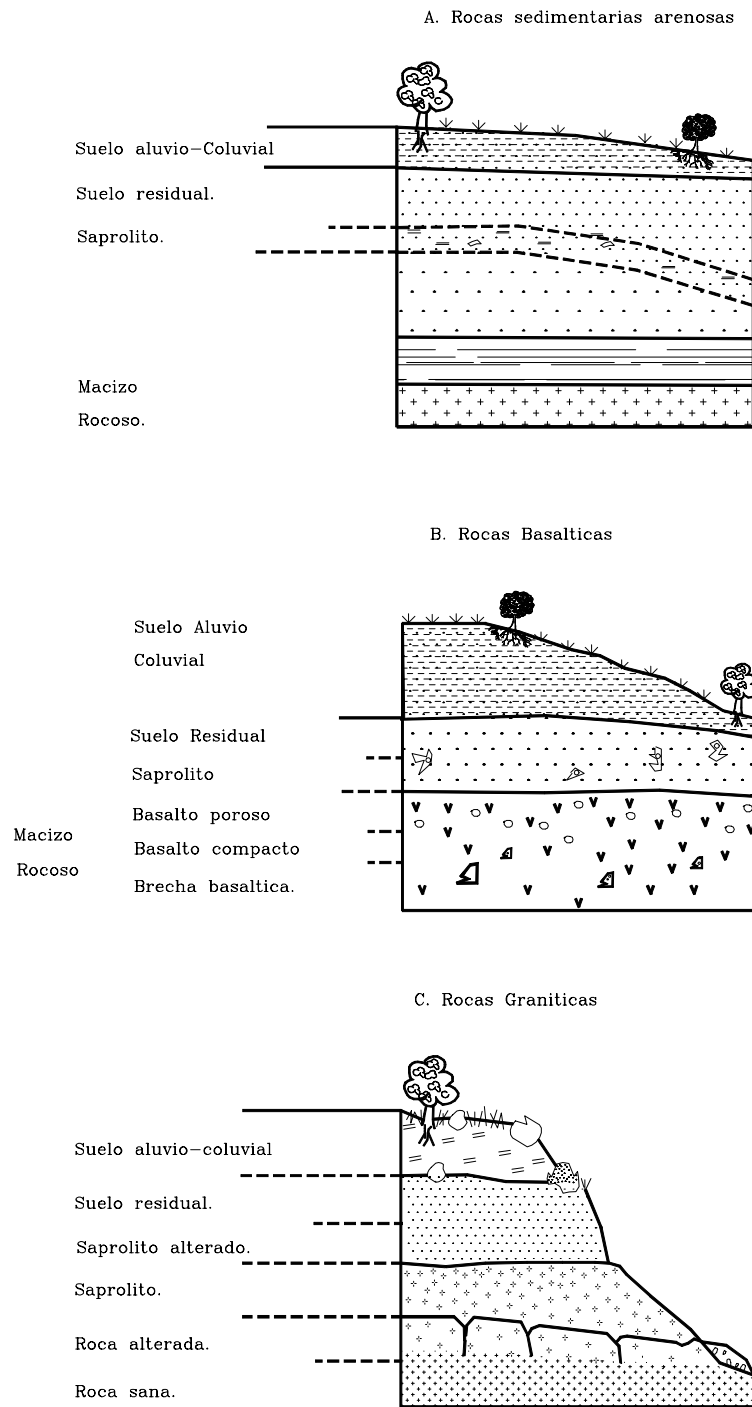


Figura 6.16 Esquema de algunos perfiles típicos en materiales residuales.

6.12 PERFILES DE METEORIZACION Y DESLIZAMIENTOS DE LOS TALUDES EN ALGUNOS SUELOS RESIDUALES

La resistencia a la descomposición química varía de una roca a otra, siendo las Cuarcitas las más resistentes y dentro de las más conocidas por su descomposición rápida se encuentran las Calizas, las Lutitas y los Granitos.

La meteorización produce la pérdida de las propiedades de cementación de la roca original y esta depende del tipo de roca:

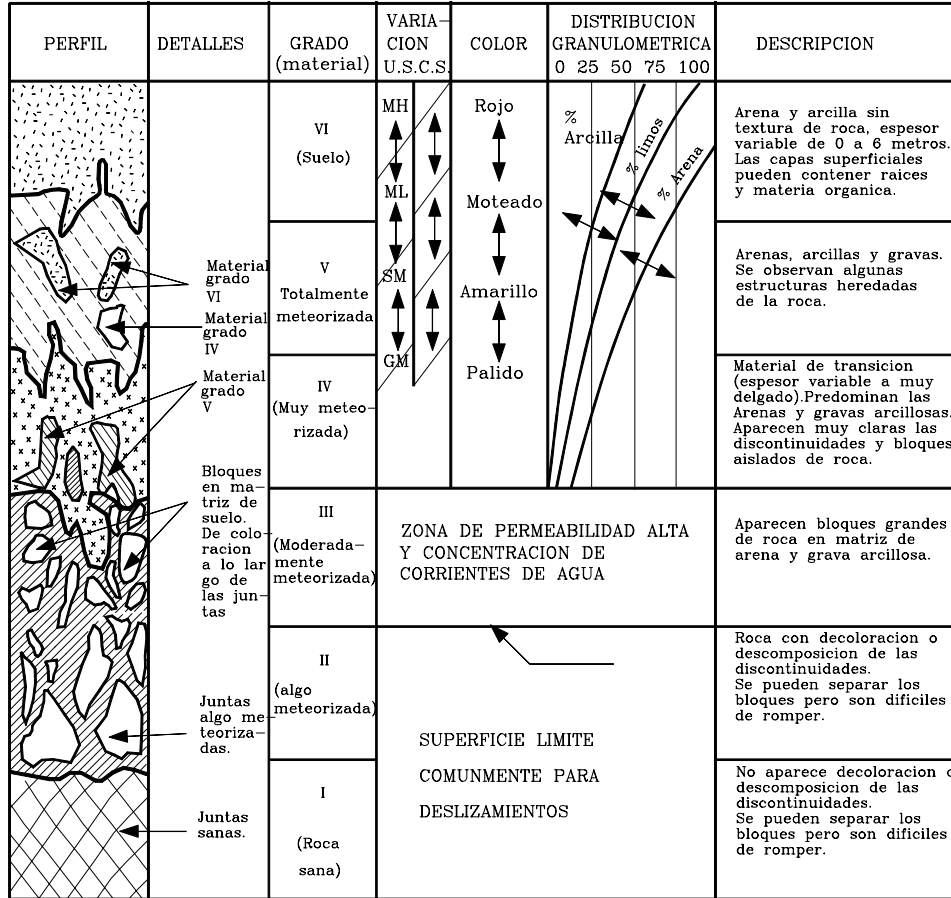


Figura 6.17. Perfil de meteorización en materiales de origen Igneo-Metamórfico.

Suelos residuales de Granitos, Dioritas, Neises y Esquistos

La alteración química afecta los Feldespatos y micas convirtiéndolos en arcilla, mientras el cuarzo permanece como arena. La descomposición ocurre a lo largo de las juntas formando bloques meteorizados esferoidalmente, dejando en el centro volúmenes de granito inalterado.

En áreas de granitos el agua al pasar por las discontinuidades se vuelve ácida y ayuda a acelerar el proceso de descomposición, pudiéndose presentar casos de más de 50 metros de espesor de suelo residual (Blyth and Freitas - 1984).

Fitzpatrick y Le Roux (1977) encontraron que el espesor de los perfiles de suelo residual es mayor en la parte baja de los taludes de granito meteorizado y mientras en la parte alta predomina la caolinita, en las áreas bajas más húmedas predomina la Smectita.

En los Neises los Feldespatos y piroxenos tienden a meteorizarse rápidamente, los Anfiboles se meteorizan a una rata intermedia y el Cuarzo trata de permanecer. Los minerales son segregados en bandas y esta meteorización por bandeamiento afecta su manejo ingenieril.

En suelos de origen ígneo-metamórfico generalmente hay un solo perfil con suelo en la superficie, luego el saprolito y finalmente las rocas alterada y sana (Figura 6.17). Las rocas ígneas intrusivas ácidas (con gran contenido de Cuarzo) como el granito, forman perfiles profundos generalmente arenoarcillosos, mientras las rocas ígneas básicas (poco cuarzo) forman perfiles menos profundos y más arcillosos.

García (1979) reporta perfiles de suelo en granitos meteorizados de diez metros de espesor con una capa superficial delgada de arcilla plástica (MH) sobre limos arenosos (ML) y sobre una arena limosa (SM) y López describe un perfil MH-ML-SM-GM en materiales de Anfibolitas.

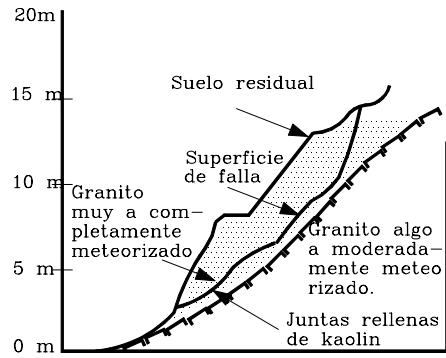
Los Neisses meteorizan generalmente a arenas de grano medio, micáceas, en perfiles menos profundos que los de un granito, pero de comportamiento muy similar dependiente de las diferencias de clima, topografía, etc.

Los esquistos se comportan en forma similar y esto podría generalizarse para la mayoría de los materiales metamórficos e ígneos - intrusivos.

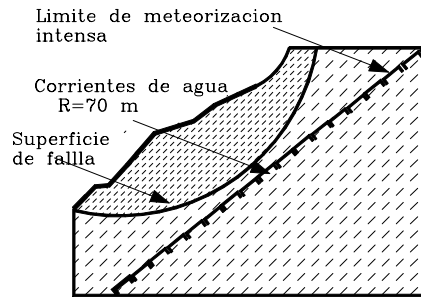
Los esquistos son extremadamente físisiles a lo largo de la esquistosidad y este factor es muy importante en la meteorización y aunque contienen a veces minerales resistentes a la descomposición, la cual puede ocurrir en forma relativamente fácil.

La profundidad del perfil de meteorización depende no solo de las características de la roca y del medio ambiente sino también de la pendiente del terreno; en zonas de pendiente alta los perfiles son poco profundos y los materiales tienden a ser granulares, mientras en las zonas de pendiente suave los perfiles son más profundos y los materiales más arcillosos. Este fenómeno puede controlar el tipo de deslizamiento que se genera superficial en pendientes altas y profundo en pendientes medianas (Figura 6.18).

Ejemplo 1 (Pendiente alta)



Ejemplo 2 (Pendiente mediana)



Ejemplo 3 (Pendiente original suave)

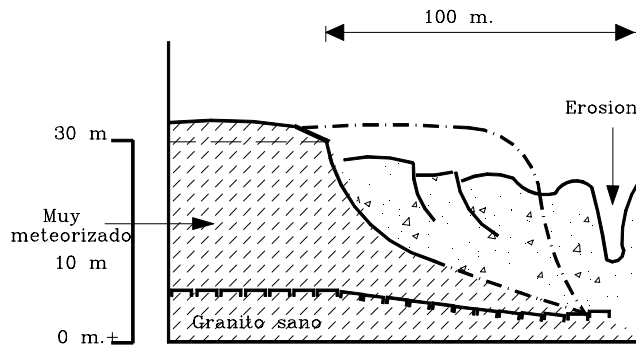


Figura 6.18. Fallas en perfiles de granito meteorizado de diferente pendiente.

Suelos residuales de lutitas y areniscas

Las lutitas constituyen cerca de la mitad del volumen de rocas sedimentarias sobre la corteza terrestre y han sido algunos de los materiales degradados más complicados de manejar en obras de ingeniería civil. Las lutitas al meteorizarse forman inicialmente capas de arcilla de apariencia laminar, las cuales en el proceso final de meteorización se convierten en mantos gruesos de arcilla blanda laminada.

Las diferencias de permeabilidad debidas a la distribución granulométrica y a la estratificación puede generar niveles colgados de corrientes de agua, las cuales a su vez producen meteorización diferencial, de acuerdo a las condiciones de humedad y saturación de cada capa de suelo estratificado (Figura 6.19).

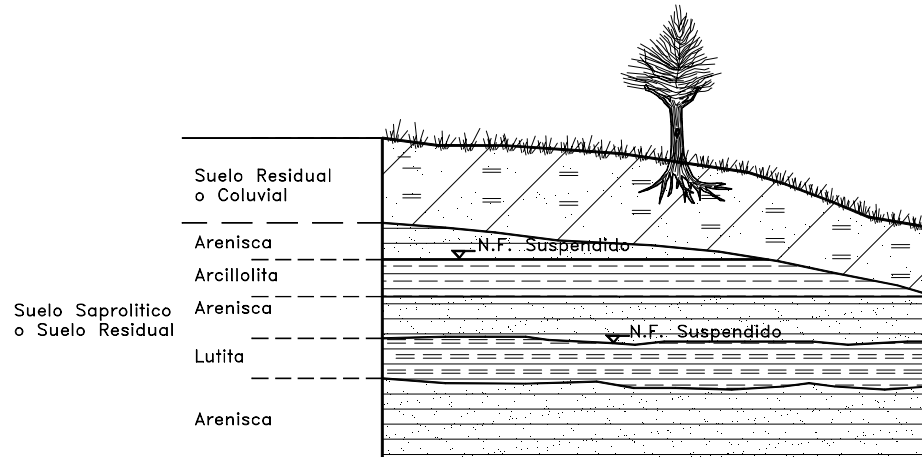


Figura 6.19 Niveles freáticos suspendidos en estratificación de Lutitas y Areniscas.

En perfiles residuales de Lutitas aparece una capa superior blanda, completamente desintegrada, seguida de una zona de desintegración que disminuye con la profundidad (Bjerrum - 1967) y curiosamente el contenido de agua aumenta bruscamente en la zona de contacto de la Lutita inalterada con la zona medianamente alterada. Entre mayor es la meteorización la permeabilidad se hace menor. Se conocen casos de meteorización aislada de capas profundas asociadas con capas delgadas permeables.

Las fallas generalmente, tienden a estar relacionadas con capas algo profundas por superficies de debilidad más o menos planas, intensamente meteorizadas con presiones altas de poros.

En Colombia se conocen muchos deslizamientos de grandes áreas de terreno con superficies de falla profundas en materiales de Lutitas meteorizadas. En Lutitas o en alteraciones de areniscas y Lutitas existe un perfil general similar a los propuestos en los sistemas de clasificación pero a su vez cada capa, entre planos muy definidos de estratificación genera su propio perfil por meteorización diferencial (Figura 6.20).

Los Planos de Estratificación y las Fallas o Fracturas importantes o las capas de materiales algo permeables generan superficies de cambio brusco en el perfil, los cuales

controlan generalmente las fallas. Condiciones similares se presentan cuando aparecen diques, bloques y cantos de grandes materiales geológicamente diferentes.

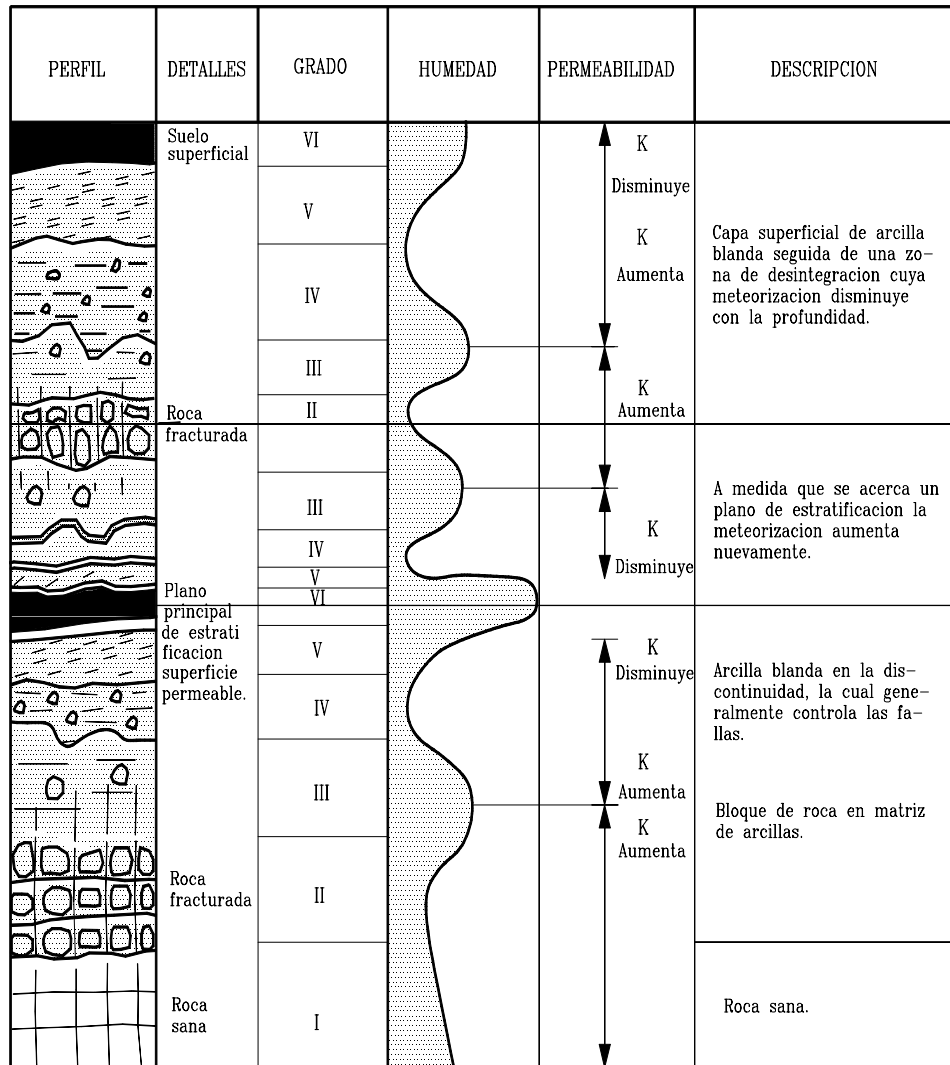
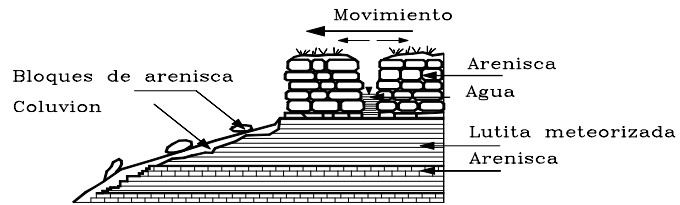
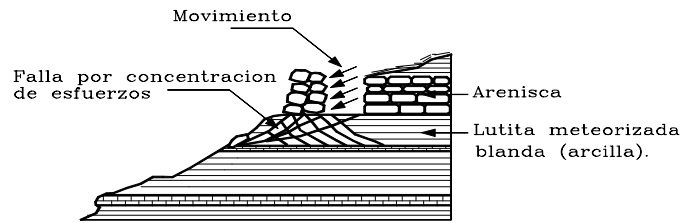


Figura 6.20 Perfil general de meteorización en materiales de origen sedimentario.

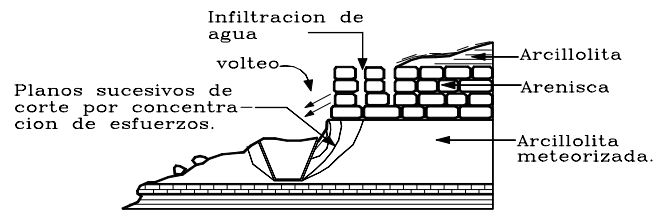
A. Desplazamiento horizontal



B. Aplastamiento de Lutita blanda.



C. Falla al cortante en la arcillolita



D. Falla al cortante en la Arenisca

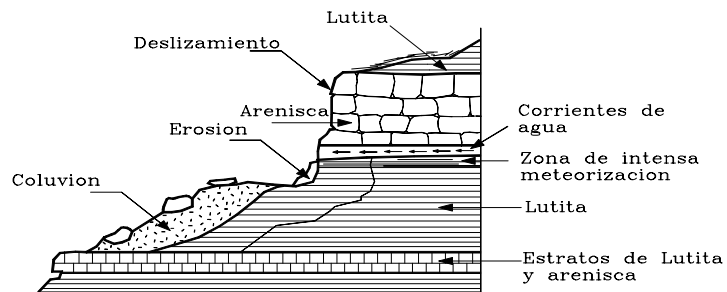
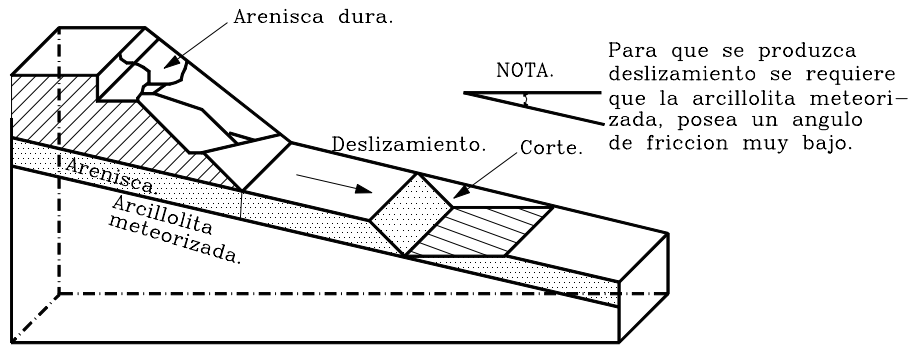


Figura 6.21 Deslizamientos en intercalaciones de Arcillolitas y Areniscas con estratificación horizontal.

De las rocas sedimentarias, las Lutitas son las más susceptibles a deslizamientos. Las Lutitas están conformadas por capas de diferente composición y por lo tanto de diferentes propiedades, tales como capas de Bentonita, zonas de margas y planos de estratificación que pueden controlar las superficies de deslizamiento y las trayectorias de infiltración.

Las intercalaciones de rocas permeables e impermeables pueden representar situaciones propicias para la ocurrencia de deslizamientos, como en el caso de mantos de areniscas y arcillolitas intercaladas. De acuerdo a la posición de los diversos mantos y el buzamiento de los estratos se puede presentar un mecanismo de falla.

A. Buzamiento Suave.



B. Buzamiento Fuerte.

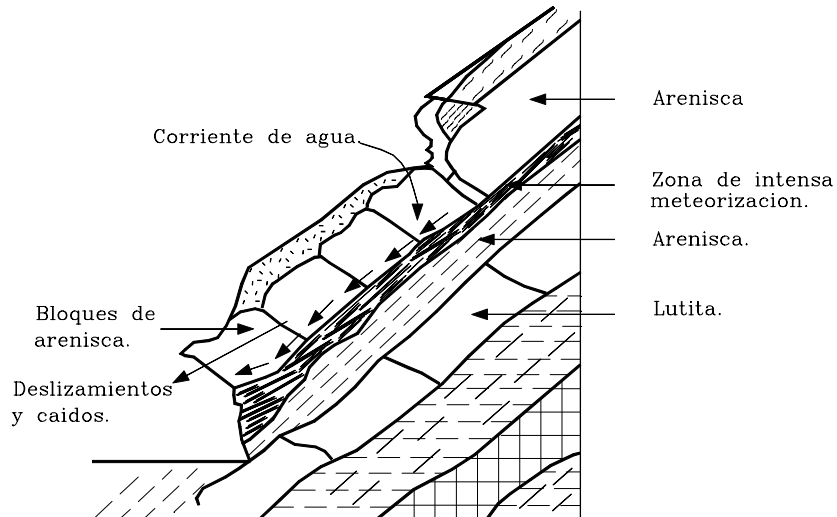


Figura. 6.22 Deslizamientos en intercalaciones de Areniscas y Lutitas.

Suelos residuales de Calizas

Las calizas presentan perfiles relativamente profundos de meteorización en presencia de humedades altas en pendientes suaves. En las Calizas o Rocas Carbonatadas la meteorización es controlada por el proceso de disolución en agua (Sowers - 1985); los materiales no solubles o que no han tenido suficiente contacto con el agua para disolverse se mantienen intactos mientras los solubles se descomponen totalmente.

El resultado de este proceso de meteorización por disolución, es una mezcla heterogénea de materiales blandos y duros con cambios bruscos pero irregulares.

El suelo residual es generalmente más duro en superficie y se hace más blando al profundizarse. A lo largo de juntas o planos importantes de estratificación se generan colchones de materiales blandos por disolución, los cuales actúan como superficies preferenciales de deslizamiento.

Los deslizamientos generalmente están controlados por los planos de estratificación siendo las superficies de falla comúnmente tangentes a estos (Figura 6.23). Adicionalmente, se pueden presentar ductos internos o cavernas, los cuales generan corrientes concentradas de agua subterránea y es común encontrar deslizamientos en los sitios de afloramiento de estas corrientes.

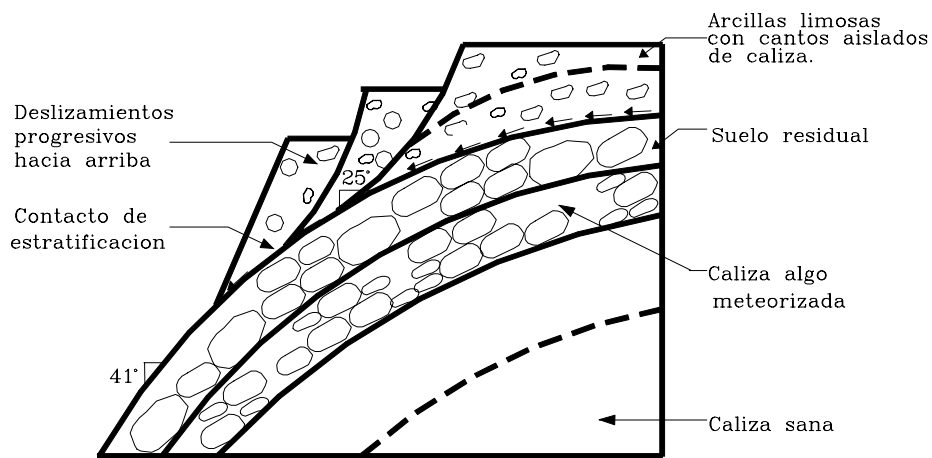


Figura 6.23. Deslizamientos en suelos residuales de Calizas (Málaga-Colombia).

Suelos residuales de origen volcánico

Los perfiles de meteorización en suelos de origen volcánico son similares en su apariencia general a los de los suelos de origen ígneo intrusivo, pero en este caso las discontinuidades tienden a ser horizontales y verticales y los deslizamientos tienden a ser controlados por las características del perfil de meteorización, aunque las discontinuidades pueden afectar el mecanismo de movimiento. El tipo de falla que se presenta depende del espesor y la pendiente inferior del manto de meteorización intensa,

donde aparecen diques, bloques o cantos grandes de materiales geológicamente diferentes.

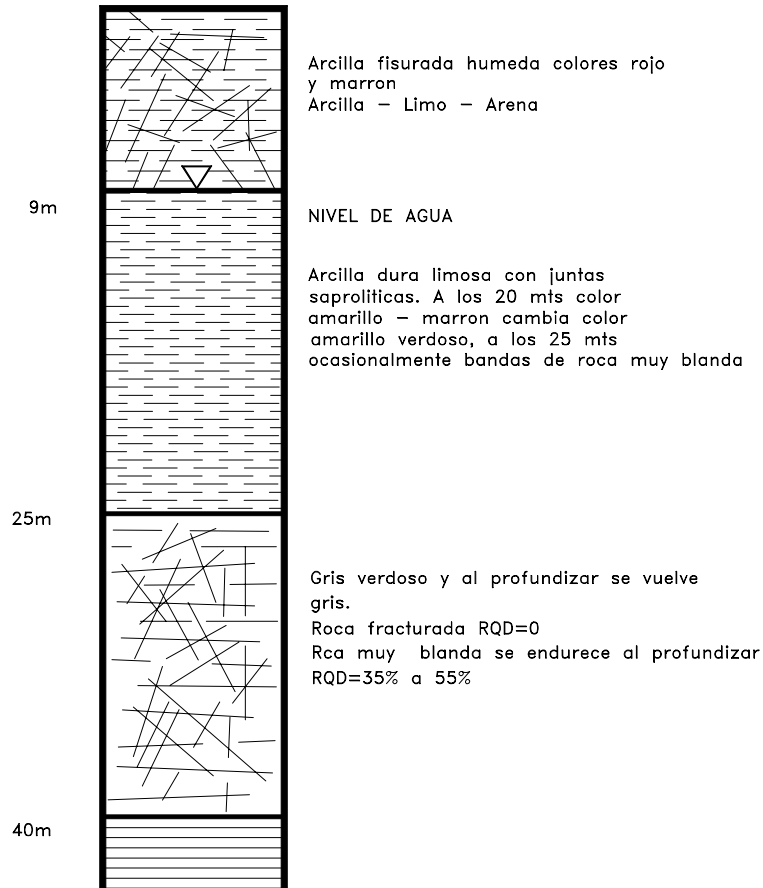
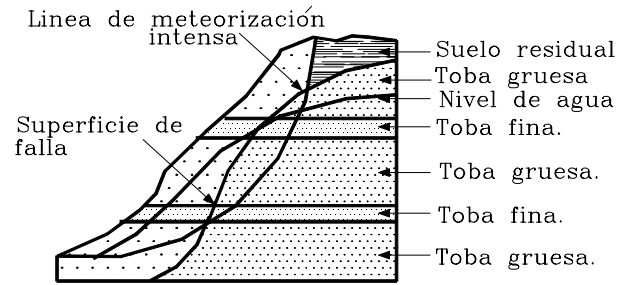


Figura 6.24 Perfil típico de Andesita (Bligh, 1997).

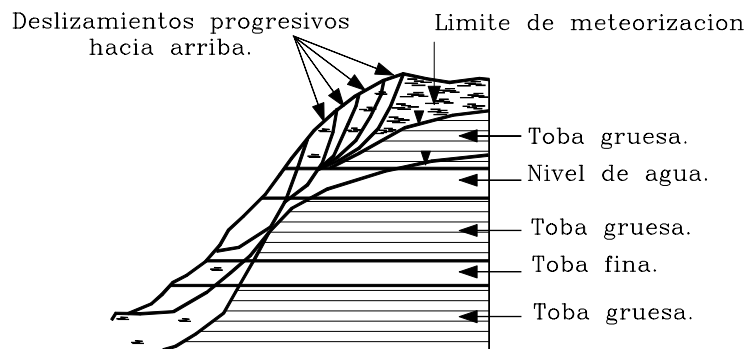
Andesita

La Andesita es una roca oscura de origen volcánico. Los minerales de la andesita se descomponen definiendo una secuencia de colores muy bien definida. Los minerales ferromagnesianos (Piroxenos) se alteran a clorita lo que le da un color verde a las zonas profundas del perfil de meteorización.

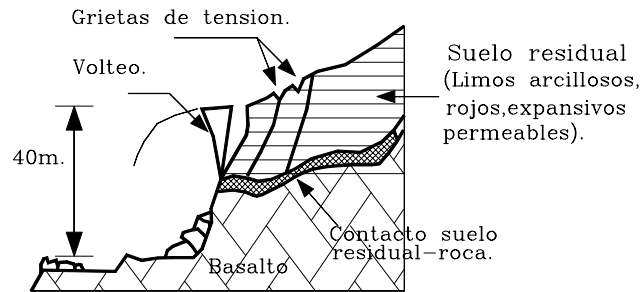
La clorita se altera en la parte superior del perfil oxidándose, lo que le da un color amarillo o marrón formando ferricrete que equivalen a una acumulación gradual de óxidos e hidróxidos de hierro. Este ferricrete puede ser grueso impermeable y compacto.



A. Falla en un talud natural de materiales de origen volcánico con perfil profundo de meteorización



B. Falla al hacer un corte en un talud de materiales de origen volcánico con perfil profundo de meteorización



C. Falla al hacer un corte en un talud de suelos residuales de origen volcánico con perfil de meteorización semi-horizontal profundo

Figura 6.25. Fallas en materiales de origen volcánico.

Basaltos

En el basalto de acuerdo a Ollier (1969) ataca primero a lo largo de los planos de juntas, conduciendo eventualmente a meteorización esferoidal. La mayoría de los minerales son eventualmente convertidos en arcilla y óxido de hierro, con bases sueltas en la solución y como no hay cuarzo en la roca original, el subproducto último de la descomposición es comúnmente un suelo marrón pastoso, blando.

Formaciones aluviales meteorizadas

En ocasiones se encuentran formaciones aluviales de edad Cuaternario o Terciario que han sufrido procesos de meteorización por descomposición, desintegración, oxidación y recementación.

Los perfiles de meteorización son poco profundos en las formaciones poco permeables, pero pueden alcanzar grandes profundidades en los materiales permeables y son escasas las discontinuidades heredadas, las cuales son comúnmente verticales y discontinuas, ocasionadas por fenómenos de secamiento - humedecimiento o por sismos (Figura 6.26); sin embargo en los materiales que han sufrido procesos de neotectónica se pueden presentar discontinuidades similares a las diaclasas de las rocas.

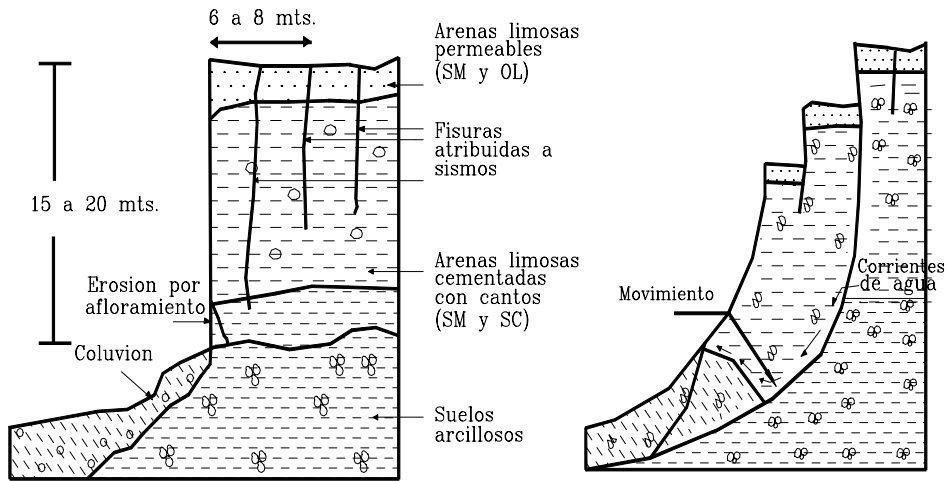


Figura 6.26. Deslizamientos en taludes verticales de suelos aluviales

La meteorización de los suelos aluviales ocurre en tres formas así:

- a. Meteorización o descomposición de los cantos o partículas gruesas dentro del conjunto. Cada material meteoriza en forma diferente y algunas partículas presentan una resistencia muy alta a la descomposición.
- b. Oxidación. Los materiales finos se oxidan formando óxidos de hierro, el cual le da una coloración roja al suelo.
- c. Lixiviado. En suelos permeables se produce el lavado de las partículas finas por acción de las corrientes de agua.

El perfil meteorizado es más cementado y posee una cohesión mayor en la superficie del terreno que en los mantos más profundos pero las partículas gruesas y cantos se encuentran más descompuestos en la superficie.

Las formaciones aluviales de arenas y gravas tienden a formar superficies de falla en planos más o menos rectos y en casos de alturas grandes de capilaridad, se presentan fallas casi verticales, con la presencia de grietas de tensión y una componente pequeña de volteo. En formaciones arcillosas las fallas de deslizamiento tienen superficies generalmente curvas.

REFERENCIAS

- Asanza M.- Nieto G.P., Yepes H., Schuster R.L., Ribadeneira S. (1991) "Landslide blockage of the Pisque River", Northern Ecuador. Proceedings of the sixth International symposium on Landslides, New Zealand.
- Bjerrum L. (1967) "Progressive Failure in Slopes of Overconsolidated Plastic Clay and Clay Shales". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division ASCE Vol 93 SM5.
- Bjerrum L. (1967) "Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales". JSMFD. ASCE. Vol. 93, sms.
- Blight G.E., Van Heerden A., Brackley I.J.S. (1970) "Landslides at Amsterdamhoek and Bethlehem - an examination of the mechanics of stiff fissured clay". Civil Engineering in South Africa.
- Blight G. (1977) "Slopes and excavations in residual soils". IX ICSMFE Tokyo.
- Blight G. E. (1988) "Construction in Tropical Soils". Second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils. Singapore.
- Blight G.E. (1997) "Mechanics of residual soils". Balkema/Rotterdam, 237 p.
- Blyth F.G.H., De Freitas M.H. (1984) "A Geology for Engineers". Edward Arnold, London.
- Brand E.W., Phillipson H.B. (1985) "Review of International Practice for the Sampling and Testing of Residual Soils". Sampling and Testing of Residual Soils. A Review of International Practice.- Hong Kong.
- Brand E.W. (1982) "Analysis and design in residual soils". Geotechnical office, Hong Kong.
- Brand, E.W. (1985). "Predicting the performance of residual soil slopes". In Proc., 11th International conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, Vol. 5, pp. 2541-2578.
- Bressani, L.A., Vaughan P.R. (1989). "Damage to soil structure during Triaxial testing". In Proc., 12th International conference on soil mechanics and foundation engineering, Río de Janeiro, Brazil, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- Campos T.M.P., de-Andrade M.H.N., Vargas Jr E.A. (1991) "Unsaturated Colluvium over rock slide in a forested site in Rio de Janeiro, Brazil". Proceedings of the sixth International symposium on Landslides, New Zealand.
- Carrillo A. (1983) "Problemas de estabilidad de taludes en Iquitos", Perú. VII Conferencia Panamericana. Canadá.
- Cascini L., Critelli S., Gulla G., Di Nocera S. (1991) ". Proceedings of the sixth International symposium on Landslides, New Zealand. P 899-904.
- De Melle, V.F.B. (1972). "Thoughts on soil engineering aplicable to residual soils". Proc., Third South-east Asian conference on soil engineering, Hong Kong, Hong Kong Institution of engineers and Southeast Asian Geotechnical Society, pp. 5-34.
- Dearman W.R., Turk N. (1985) "Sampling and Testing of Residual Soils in The United Kingdom". Sampling and Testing of Residual Soils. A Review of International Practice.- Hong Kong -.
- Deere D.V., Patton A.D. (1971) "Estabilidad de taludes en suelos residuales". IV congreso panamericano de mecánica de suelos y cimentaciones. San Juan Puerto Rico.
- Deere D.V., Patton A.D. (1971) "Estabilidad de Taludes en Suelos Residuales". IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Puerto Rico.
- Deere, D.V., Patton F.D. (1971). "Slope stability in residual soils". In Proc., Fourth Panamerican conference on soil mechanics and foundation engineering, San Juan Puerto Rico, American Society of civil engineers, New York, Vol. 1, pp. 87-170.
- Egboka B.C.E., Okpoko E.I. (1984) "Gully erosion in the Agulu-Nanka region of Anambra State, Nigeria ". Challenges in African Hydrology and Water Resources. Proceedings of the Harare Symposium.

- Fitzpatrick R.Q., Le Roux J. (1977). "Mineralogy and chemistry of a transvaal black clay topo sequence. Jour , soil Sci. 28:pp165-179.
- Foes, Y. (1973) "Red soil from Kenya as a foundation material". Proceedings of the eight international conference on soil mechanics and foundation engineering, Moscú, Vol. 2, p.p. 73-80.
- Fourie A.B. (1997) "Classification and index tests" Mechanics of residual soils" Blight G.E. editor, pp. 57-64.
- García M. (1980) "Factores que intervienen en los problemas de estabilidad de taludes". II Seminario colombiano de Geotécnia. Bogotá.
- García M. . (1979) "Aspectos geotécnicos de las carreteras Ibague - La línea y Yarumal Puerto Valdivia." II Conferencia regional de geotécnia del occidente colombiano. Popayán.
- Garga V.K. (1997) "Permeability". Mechanics of residual soils" Blight G.E. editor. Pp. 79-94.
- Gidigasú, M.D. (1972) "Mode of formation and geotechnical characteristics of laterite materials of Ghana in relation to soil forming factors". Engineering geology, Amsterdam, Vol. 6, No. 2, p.p. 79 - 150.
- Gómez S. (1992) "Metodologías para Predicción de Movimientos de Masa Asociados con Lluvias en Medios Tropicales". VII Jornadas Geotécnicas, Sociedad Colombiana de Ingenieros, Santafé de Bogotá.
- González L., Jiménez J. (1981) "Engineering geology of the tropical volcanic soils of La Laguna, Tenerife". Engineering geology., Vol. 17, No. 1, p.p. 1 - 17.
- Grant, K. (1974). "Laterites, ferretes, bauxites and silcrettes". Proceeding of the Second international Congress of the International Association of Engineering Geology, Sao Paulo, Brasil, Vol. 1.
- Gray D. H. (1978) "Role of Woody Vegetation in Reinforcing Soils and Stabilizing Slopes". Proceedings symposium of Soil Reinforcing and Stabilizing Techniques, Sydney.
- Gray D.H. (1974) "Reinforcement and stabilization of soil by vegetation". Journal of the geotechnical division ASCE. Vol. 100. gtg.
- Greenway D. R. (1987) "Vegetation and Slope Stability". Slope Stability Geotechnical Engineering and Geomorphology, Edited by Anderson y Richards, John Wiley, Chichester-England.
- Gregory K. J. -Walling D. E. (1973) "Drainage Basin Form And Process: A geomorphological approach". Edward Arnold Publishers, London.
- Irfan T.Y. (1988) "Fabric variability and index testing of a granitic saprolite" Second international conference on Geomechanics in Tropical Soils. Sigapore. Pp. 25-35
- Irfan T.Y., Dearman W.R. (1978). "Engineering Classification and index properties of a weathered granite" Bulletin of the International Association of Engineering Geology, No. 17 pp. 79-90.
- Irfan T.Y., Powell G.E. (1985). "Engineering geological investigations for pile foundations on a deeply weathered granitic rock in Hong Kong. Bulletin of IAEG 32 . p. 67-80.
- Irfan T.Y., Woods N.W. (1988) "The Influence of Relict Discontinuities on Slope Stability in Saprolitic Soils". Second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils. Singapore.
- Lambe P.C. "Residual soils". Landslides investigation and mitigation. Special report 247. Transportation Research Board. National council. pp. 507-524.
- Little, A.L. (1969) "The engineering classification of residual tropical soils". Proceedings of the specialty session on the engineering properties of laterite soils, Vol. 1, 7th. International conference on soil mechanics and foundation engineering, Mexico City, p.p. 1 - 10.
- Lohnes R, Demirel T. (1973) "Strength and structure of laterites and lateritic soils". Engineering geology, Amsterdam, Vol. 7, No. 1, p.p. 13-33.
- López J.H. "Aspectos de la estabilidad de las laderas al norte de Medellín".
- Lumb, P. (1962). "Effect of rain storms on slope stability". In Proc., Symposium on Hong Kong soils, Hong Kong, Hong Kong Joint group of the Institutions of civil, mechanical and electrical engineers, pp. 73-87.
- Lumb, P. (1975) "Slope Failures in Hong Kong". Quarterly Journal of engineering geology, Geological Society of London, Vol. 8, pp. 31-65.
- Mac Gregor J.P., McManus K.J. (1991) "Management of Landslides subject to mass movement". Proceedings of the sixth international symposium on Landslides, New Zealand.
- Massey J.B., Pang P.L.R. (1988) "Stability of Slopes and excavations in Tropical Soils". Second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, Singapore.
- Mitchell, J.K., Sitar N. (1982). "Engineering properties of tropical residual soils". In Engineering and construction in Tropical and residual soils, Honolulu, Hawaii, America Society of civil engineers, New York, pp. 30-57.
- Mora S. (1991) "The Puriscal, Costa Rica Landslide and its dynamic. Proceedings of the sixth international symposium on Landslides, New Zealand.
- Morein, W. y Todor., P. (1975) "Laterite and lateritic soils and other problem soils of the tropics". An engineering evaluation A.I.D. Lyon Associates Inc. Baltimore. p. 369.
- Morgenstern N. R., Matos M.M. (1975) "Stability of slopes in residual Soils". 5th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol 3 . Buenos Aires.
- Ollier. C.D. (1969). "Weathering". American Elsevier, New York, 304 pp.

- Phien Wej N. (1991) "Unprecedented landslides in granitic mountains of southern Thailand". Proceedings of the sixth international symposium on Landslides, New Zealand.
- Phillipson H. B., Brand E.W. (1985) "Sampling and testing of Residual Soils in Hong Kong". Sampling and Testing of Residual Soils. A Review of International Practice.- Hong Kong.
- Prusza Z. (1983) "Design construction and performance of large dams on residual soils". VII Pan-American conference. Canadá.
- Queiroz R.C., Gaioto N. (1991) "Study of slope stability on tropical regions utilising back analysis". Proceedings of the sixth international symposium on Landslides, New Zealand.
- Ribh , Liang T. (1978) "Recognition and identification ". Landslides analysis and control, special report 176, Transportation research Board national academy of sciences. Washington.
- Richards B.G. (1985) "Geotechnical aspects of Residual Soils". Southeast Asian Geotechnical. Society, Scorpion Press, Hong Kong.
- Rico E. Del Castillo H. (1974) "La Ingeniería de suelos en las vías terrestres". Limusa. México.
- Schiechtel H. M. (1980) "Bioengineering for Land Reclamation and Conservation". University of Alberta Press, Edmonton.
- Sherard J.C. (1976) "Identification and nature of dispersive Soils". ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division.
- Silva J. (1976) "Estudio del deslizamiento de la herradura en Bucaramanga". Proyecto de grado. Universidad Javeriana. Bogotá.
- Simmons J.V., Blight G.E. (1997) "Profile description and sampling methods". Mechanics of residual soils" Blight G.E. editor, pp41-55.
- Sowers G.F., foster D. (1978) "Field investigation"- Landslides analysis and control, Special report 176. Transportation research Board. National academy of sciences. Washington.
- Sowers G. F. (1981) "Características de los Suelos Residuales". IV Conferencia Regional de Geotecnia". Barranquilla, Colombia.
- Sowers G. F. (1985) "Residual Soils in the United States". Sampling and Testing of Residual Soils. A Review of International Practice.- Hong Kong.
- Sowers, G.F. (1963). "Engineering properties of residual soil derived from igneous and metamorphic rocks". In Proc., Second Pan American conference on soil mechanics and foundation engineering, Brazil, American Society of civil engineers, New York, Vol. 1, pp. 39-61.
- Suárez J. (1992) "Manual de ingeniería para el Control de Erosión. Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga, Colombia.
- Suárez J., Remolina N. (1992) "Modelo para el análisis del comportamiento sísmico de taludes verticales". Jornadas Geotécnicas de la Sociedad Colombiana de Ingenieros, Santafé de Bogotá.
- Terzaghi, K. (1958) "Design and performance of the Seusumua Dam". Proceedings of the Institution of civil engineers, Vol. 9, p.p. 369-394.
- Thorne C.R. (1988) "Riverbank Stability analysis applications". ASCE Journal of Hydraulic Engineering 114-2.
- Townsend, F.C. (1985), "Geotechnical characteristics of residual soils". Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 2, pp. 591-597.
- Tsukamoto Y., Kusakabe O. (1984) "Vegetative influences on Debris Slide Occurrences on Steep Slopes in Japan". Symposium on effects of Forest Land Use on Erosion and Slope Stability, Honolulu.
- Tsutiya A.M. , Macedo E.S. (1991) "Mechanism of natural Slope instability in Guaratinguetá, Brazil". Proceedings of the sixth international symposium on Landslides, New Zealand.
- Tuncer, R., Lohnes R. (1977) "An engineering classification of certain basalt derived lateritic soils". Engineering geology, Amsterdam, vol. 11, No. 4, p.p. 319 - 339.
- Vargas M. "Design and construction of large cutting in residual soils. Proceeding of the third Panamerican conference on soil mechanic and foundation engineering, Caracas, Vol. 2, p.p. 243 - 254.
- Vargas M. (1983) "A Brazilian experience in construction and maintenance of roads on tropical rainy mountainsides". VII Panamerican Conference. Canadá.
- Vaughan, P.R. (1985). "Mechanical and hydraulic properties of In situ residual soil general report". In Proc., First International conference on geomechanics in tropical lateritic and saprolitic soils, Brasilia, , Comisión Federal de Electricidad, México City, Vol. 3, pp. 61-71.
- Vaughan. P.R., M. Maccarini, . , Mokhtar S. M. (1988). "Indexing the engineering Properties of residual soil". Quarterly Journal of engineering geology, Geological Society of London, Vol. 21., Pp. 69.84.
- Walker B.F., Mohen F.J. (1987) "Groundwater prediction and control, and negative pore water pressure". Soil Slope Instability and Stabilization, Walker and Fell- Editors. Balkema Rotterdam.
- Walkinshaw J.L., Santi P.M. (1996). "Shales and other degradable materials". Landslides Investigation and mitigation. Special report 247. Transportation research Board. Pp. 555-576.
- Wesley L.D., Irfan T.Y. (1997). "Classification of residual soils". Mechanics of residual soils Blight G.E. editor, pp17-40.

- Williams A.A.B. , Pidgeon J.T. (1983) "Evapotranspiration and Heaving Clays in South Africa ".
Geotechnique, vol. 22, No. 2.
- Yamanouchi T., Murata H. Brittle (1973) "Failure of a volcanic ash soil-shirasu". 8th International
conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Moscow.
- Zaruba Q. , Mencl V. (1976) "Engineering geology Elsevier".

7 Lluvias, Presión de Poros y sus Efectos

7.1 INTRODUCCION

El agua es el factor que más comúnmente se le asocia con las fallas de los taludes en zonas tropicales, debido a que la mayoría de los deslizamientos ocurren después de lluvias fuertes o durante periodos lluviosos y el control del agua subterránea es uno de los sistemas más efectivos para la estabilización de deslizamientos. La relación agua-deslizamientos ha sido estudiada por una gran cantidad de investigadores.

En el presente capítulo se describen los diferentes factores de tipo hidrológico que afectan la ocurrencia de deslizamientos de tierra.

7.2 REGIMEN DE LLUVIAS

La precipitación es el volumen o altura de agua lluvia que cae sobre un área en un período de tiempo, la cual tiene una influencia directa en la infiltración y en el régimen del agua subterránea, y a su vez afecta la estabilidad de taludes o laderas.

La precipitación promedio es muy superior en las zonas tropicales que en el resto del mundo. Estas lluvias son asociadas principalmente, con agrupaciones de nubes que ocurren en la zona de convergencia de vientos. Generalmente estas agrupaciones de nubes arrastradas por los vientos cubren áreas de varios miles de kilómetros cuadrados. El estudio de la precipitación para analizar su efecto sobre los taludes puede realizarse desde varios puntos de vista.

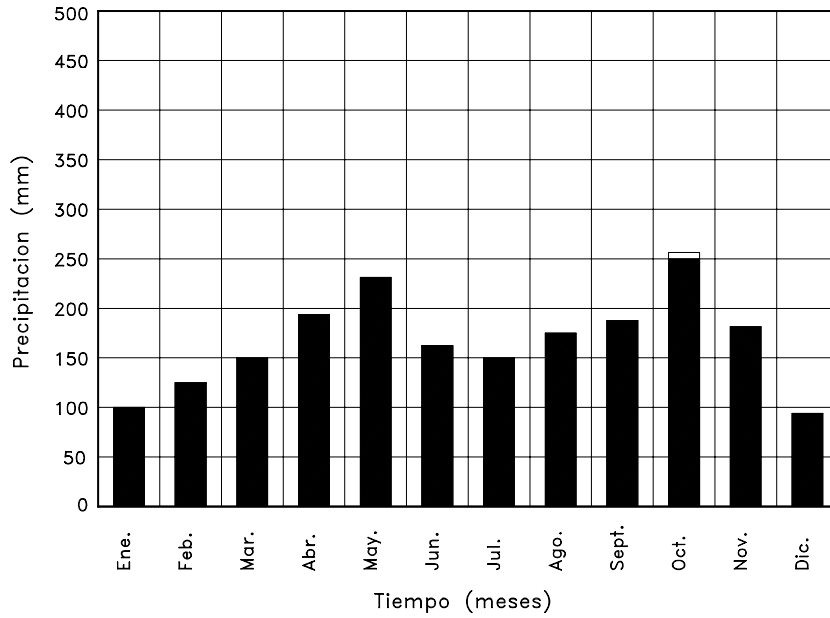
1. Lluvias promedio y máximas anuales

Generalmente, las áreas de mayor precipitación anual presentan mayores problemas de estabilidad de laderas, acuíferos colgados con mayores caudales de flujo subterráneo y materiales más meteorizados.

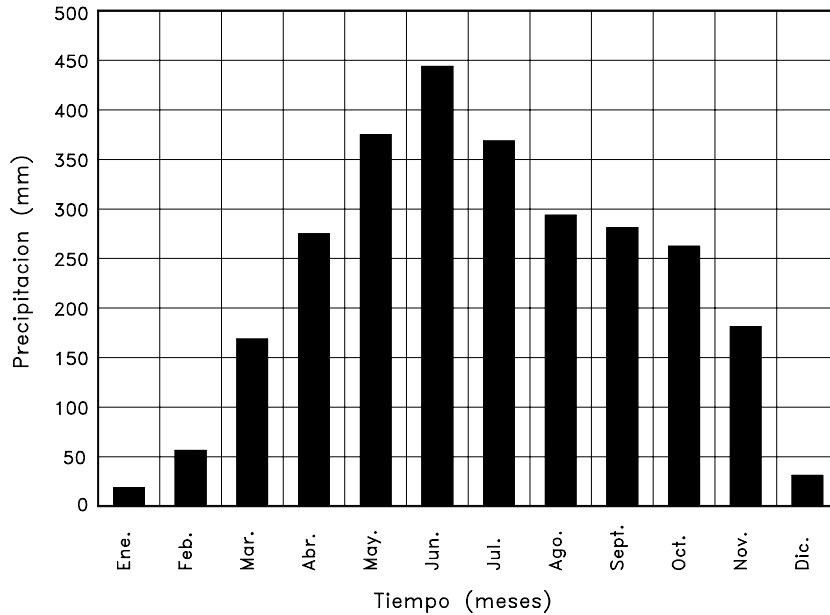
2. Régimen de lluvias

Cada región posee un sistema de lluvias que se repite en forma similar cada año. Es común encontrar áreas donde ocurren dos períodos de lluvia con dos períodos secos, o una sola temporada de lluvias con un período seco (Figura 7.1). En la mayoría de las zonas tropicales el período de los meses de Diciembre y Enero es seco. El régimen de lluvias de una región determinada puede ser diferente al de un sitio específico dentro de

la misma región, especialmente en zonas de alta montaña y se debe en lo posible, obtener la información precisa de las lluvias en el sitio del talud a estudiar.



a) Area entre Cordilleras (Bucaramanga)



b) Piedemonte Llanero

Figura 7.1 Régimenes de lluvias en los andes Colombianos.

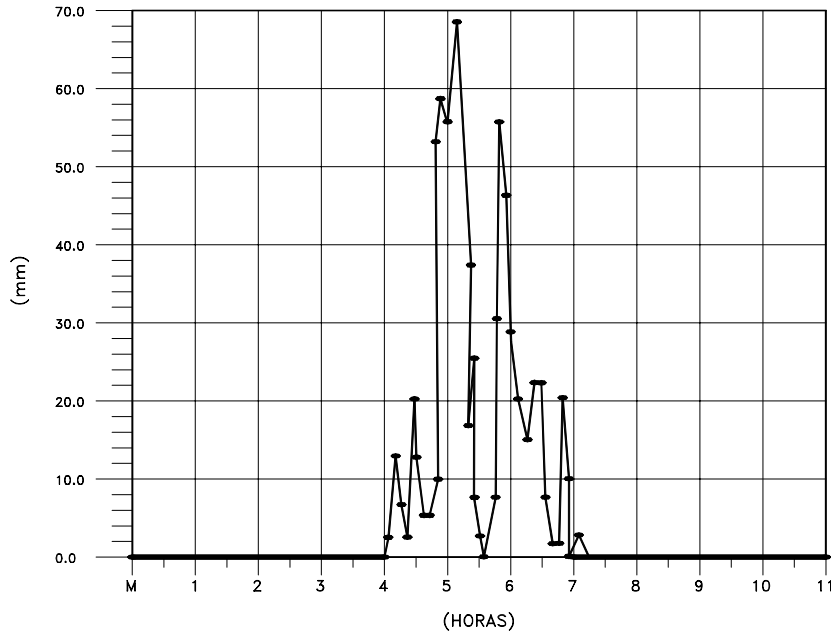


Figura 7.2 Aguacero Típico en el Piedemonte de los andes Colombianos.

3. Aguaceros Torrenciales

Es común en las zonas de montaña, la ocurrencia de aguaceros de gran magnitud en un período de tiempo de una o pocas horas (Figura 7.2). En el factor precipitación se debe tener en cuenta la intensidad de la máxima lluvia o de las lluvias más fuertes en una hora, en un día, mes o año y en algunas ocasiones la cantidad de lluvia en períodos menores a una hora.

Debe diferenciarse el caso de zonas de precipitación alta permanente, en las cuales el nivel de agua freática es alto y constante y un corte del terreno puede producir la falla casi inmediata del talud; y el caso de lluvias esporádicas o épocas de lluvias intensas, en donde el suelo no saturado es saturado de repente, produciéndose la falla.

En numerosos estudios se ha comprobado que el movimiento de un talud puede depender de la ocurrencia de lluvias. Para la falla de un talud puede requerirse una época de lluvias muy larga o puede ser suficiente un solo aguacero.

4. Lluvias Acumuladas

La ocurrencia de lluvias, durante varios días consecutivos o con pocos días de diferencia, puede producir fenómenos de acumulación de agua subterránea, debido a que el talud no ha drenado el agua infiltrada de una lluvia cuando ocurre la siguiente y se produce un fenómeno de acumulación progresiva y ascenso del nivel freático.

5. Ciclo hidrológico en el talud

Parte de la lluvia se infiltra y parte corre por la superficie como escorrentía.

Precipitación = Evapotranspiración + Escorrentía + Flujo subterráneo + cambio de humedad en el suelo + Acumulación de agua subterránea en los acuíferos.

El flujo subterráneo y los cambios en la cantidad de agua acumulada son críticos para la estabilidad de un talud, debido a que ellos controlan el balance hidrológico que puede alterar el grado de saturación y la elevación del nivel freático.

La respuesta del régimen de aguas subterráneas a las lluvias es diferente de acuerdo al talud, la formación geológica y las características ambientales.

Existe una respuesta inmediata a la lluvia por infiltración en las zonas cercanas al talud y una respuesta regional por las lluvias infiltradas en todo el área de aferencia alrededor del talud. En ocasiones, la respuesta regional puede tomar varios meses en presentarse, debido al recorrido que el agua realiza desde el sitio de infiltración.

6. Intensidad de lluvia que produce deslizamientos

En estudios realizados en Puerto Rico, (Larsen y Simmon, 1992) se encontró que la intensidad de lluvia (I mm/h) que produce deslizamiento depende de la duración de la lluvia (D horas) de acuerdo a la expresión:

$$I = 91.46 D^{-0.82}$$

De acuerdo con estas investigaciones, en tormentas que tienen duraciones de hasta 10 horas, los deslizamientos no ocurren hasta que la intensidad alcanza valores tan altos como hasta tres veces la intensidad reportada para producir deslizamientos en áreas no tropicales.

7. Tiempo de lluvia que produce deslizamientos

El tiempo que se requiere para que una lluvia produzca un deslizamiento es mayor en una arcilla que en un material arenoso (Alonso, 1995), debido a las diferencias de infiltración. Este tiempo es inversamente proporcional a la permeabilidad para valores constantes de los demás parámetros.

7.3 LA HUMEDAD SUPERFICIAL

La humedad de la superficie del terreno define factores tales como los porcentajes de escorrentía e infiltración y en algunas ocasiones el comportamiento de los taludes.

La humedad superficial está controlada por:

1. Características topográficas de la pendiente de los taludes.
2. Tipo de suelo.
3. Características climáticas.
4. Vegetación.

La humedad del suelo en la superficie del terreno puede determinar la posibilidad de agrietamiento de tensión en ciertos suelos arenarcillosos y arenolimosos muy susceptibles a efectos de cambios de humedad. Este fenómeno es común en terraplenes de carreteras.

En términos generales, los factores ambientales y físicos que determinan el comportamiento de la infiltración dependen en buena parte de los 40 centímetros de suelo más superficial (Bilz, 1995).

7.4 LA INFILTRACION

La infiltración se define como el movimiento del agua desde la superficie del terreno hacia el suelo o roca por los poros o intersticios y discontinuidades de la masa térrea. El porcentaje de infiltración corresponde a la proporción de lluvia que se infiltra. La infiltración a su vez puede dividirse entre aquella parte que contribuye a aumentar el contenido de agua de la zona no saturada y aquella que recarga el sistema saturado de agua subterránea.

La lluvia sobre la superficie de la tierra puede conducir a dos condiciones diferentes de frontera:

a. Superficie del talud inundada. La intensidad de la lluvia en este caso es mayor que la cantidad de agua que puede infiltrarse dentro de la tierra. Por lo tanto, solamente parte de la lluvia se infiltra y el resto se convierte en escorrentía. En este caso, la condición de frontera es que la succión en la superficie del terreno es igual a 0 equivalente a saturación del 100%.

b. Infiltración controlada. La intensidad de la lluvia es menor que el flujo máximo de agua que se puede infiltrar en el talud. En este caso, la infiltración es controlada por la intensidad de la lluvia:

$$Q_{\text{infiltración}} = \text{Intensidad de la lluvia.}$$

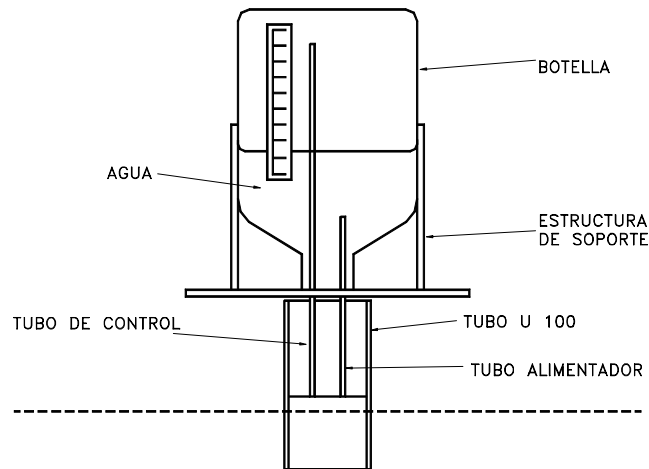


Figura 7.3 Diagrama de un infiltrómetro (Lam, 1974).

La cantidad de agua que penetra o se infiltra en la tierra queda determinada por varios factores:

1. Cantidad, intensidad y tipo de precipitación.
2. Ritmo de precipitación. Cuanto más rápidamente cae la lluvia, menos agua penetra, pues se satura la superficie del terreno y no permite la infiltración rápida. Entre más lenta la lluvia, habrá más infiltración y menos escorrentía.
3. Pendiente superficial. La infiltración es mayor en terrenos más planos a los que corresponde velocidades de escurrimiento superficial menores.
4. La permeabilidad de los suelos y las rocas.

5. La estructura de suelos y rocas, especialmente en lo que se refiere a fracturación, estratigrafía y la secuencia de los estratos permeables y los impermeables. El tipo de material o suelo del talud va a determinar la infiltración relacionada con la succión y la permeabilidad.

6. Cantidad y tipo de vegetación.

Para determinar la cantidad de agua infiltrada es conveniente realizar un ensayo de infiltración. En esta prueba el agua es suministrada a una superficie expuesta a una rata controlada y el volumen total de agua infiltrada en varios intervalos de tiempo, es infiltrada contra el tiempo. En este ensayo se puede obtener, además, la permeabilidad de los materiales.

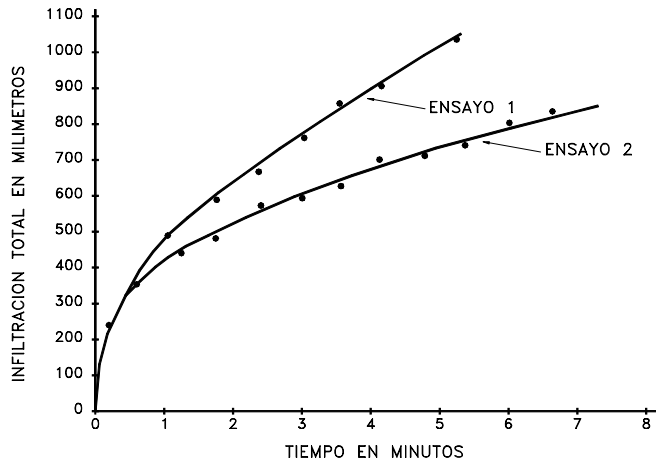


Figura 7.4 Resultados típicos de un ensayo de infiltración (Geotechnical Control Office 1979).

Una infiltración alta puede producir problemas de presión del agua interna, etc., que puede generar un deslizamiento. En el caso de que el talud llegue a saturarse, la facilidad o dificultad con que el talud se autodrena depende de las formaciones geológicas circundantes. La presencia de mantos permeables de evacuación de agua favorece grandemente su estabilidad.

Infiltración de cuerpos de agua

Pueden existir puntos de infiltración masiva de agua, arriba de un talud ya sea por la presencia de un río o cuerpo de agua, como de depresiones topográficas y zonas de pendiente muy suave. Su localización es importante para analizar las condiciones de estabilidad de un talud.

7.5 EL FLUJO NO SATURADO

Al infiltrarse el agua se forma inicialmente, un frente húmedo que avanza aproximadamente paralelo a la superficie del terreno, a una velocidad que depende de la permeabilidad, del grado de saturación y de la porosidad del material. Este frente

húmedo puede alcanzar una superficie crítica en pocas horas, dependiendo de la fracturación y grado de meteorización.

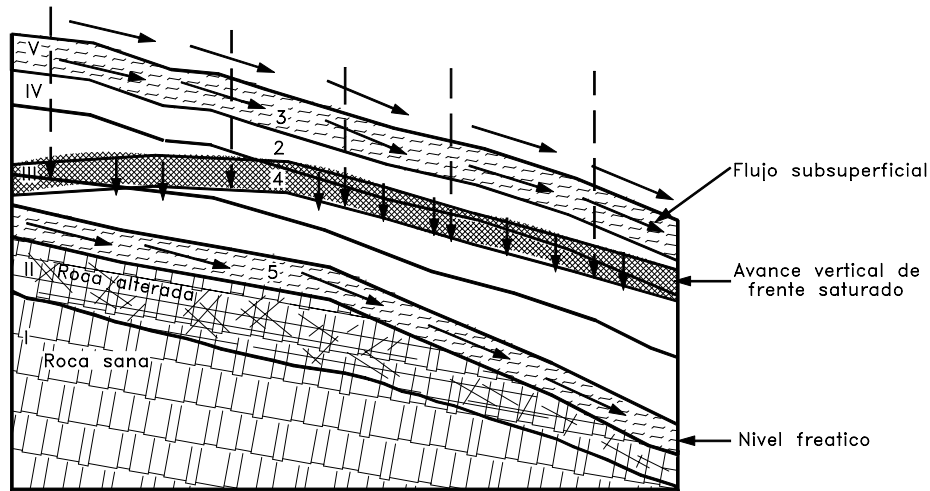


Figura 7.5 Diagrama del avance de un frente húmedo en materiales residuales.

Cuando las lluvias son muy intensas puede llegarse incluso, a la saturación completa del talud durante la lluvia. Al infiltrarse el agua de escorrentía se forma inicialmente un frente húmedo que avanza en sentido vertical, el cual satura los suelos a su paso, eliminando la succión o cohesión aparente que producía el estado de no-saturación.

El frente húmedo avanza a una velocidad de:

$$v = k / (1-S) n,$$

Donde:

k es la permeabilidad,

S el grado inicial de saturación y n la porosidad (Lumb-1975).

El frente húmedo desciende verticalmente bajo la influencia de la fuerza de gravedad, aún después de terminada la lluvia, hasta que encuentre el nivel freático o un manto impermeable. La llegada de un frente húmedo produce un ascenso en el nivel freático.

El espesor del frente húmedo depende de la intensidad y duración de la lluvia, de la permeabilidad de los materiales y es inversamente proporcional a la diferencia entre la humedad antes de la lluvia y la humedad de saturación. Por lo tanto, en temporadas con muchos eventos lluviosos los espesores del frente húmedo tienden a ser mayores.

La relación entre la lluvia en taludes expuestos y el espesor del frente húmedo se puede determinar por la siguiente ecuación (Lumb 1975):

$$h = \frac{kt}{n(S_f - S_o)}$$

Donde:

h = Espesor del frente húmedo

k = Coeficiente de permeabilidad

n = Porosidad

S_f = Grado final de saturación

S_o = Grado inicial de saturación

T = Duración de la lluvia

Succión

La succión es un término muy utilizado para explicar el comportamiento de los suelos no saturados y la presencia de presiones de poro negativas.

La succión, según Freedlund (1995), está compuesta de dos elementos básicos: la succión matricial y la succión osmótica. La suma de los dos componentes se llama succión total.

La succión matricial se define como la diferencia entre la presión del aire y la presión de poros, y la succión osmótica depende de las características químicas del fluido en los poros.

La medición de la succión puede realizarse de varias formas: la medición de la succión matricial, equivalente a la energía requerida para mover una molécula de agua dentro de la matriz de suelo, y la succión total, que es la energía requerida para mover una partícula de agua desde el suelo a un estado de vapor. En un material granular libre de sales, la succión total y la succión matricial son iguales, en cambio si aparece sales disueltas la succión osmótica puede alcanzar valores importantes.

La succión puede medirse utilizando diferentes sistemas (Ridley y Wray, 1995):

a. Psicómetro

El Psicómetro es un instrumento que mide la humedad. En su forma más simple consiste de un termómetro que tiene un vulvo húmedo desde el cual, la evaporación hacia el aire adyacente reduce la temperatura del vulvo a un valor menor de la temperatura ambiente. Cuando la evaporación termina y se alcanza equilibrio con el vapor del ambiente, la temperatura es comparada con un vulvo seco colocado en el mismo ambiente. La diferencia entre la temperatura del vulvo seco y la temperatura del vulvo húmedo es relacionada con la humedad relativa.

En la actualidad existen equipos eléctricos que permiten medir la succión utilizando el criterio general indicado.

b. El Papel de Filtro

El contenido de humedad de un material absorbente tal como un papel de filtro se relaciona con la succión de una manera similar a las características de la curva de humedad de un suelo.

Este sistema requiere de una calibración que permita definir la succión relacionándola con la humedad del papel de filtro.

c. Bloques Porosos

La resistencia eléctrica de un material absorbente cambia con la humedad absorbida, de esta forma, se puede medir la succión de un suelo.

d. Sensores de conductividad térmica

El sensor consiste de un bloque poroso de cerámica, dentro del cual hay un pequeño elemento sensible a la temperatura y un calentador miniatura.

e. Placas de succión y placas de presión

Consiste en un filtro poroso de cerámica que separa la muestra de suelo de un recipiente de agua y un manómetro de mercurio.

f. Tensiómetro

El tensiómetro mide la presión negativa absoluta de una manera similar a las placas de succión, pero es principalmente utilizado en el campo.

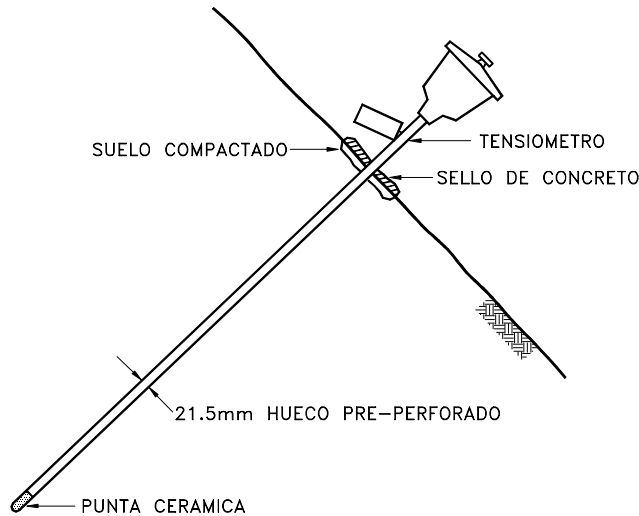


Figura 7.6 Instalación de un tensiómetro (Geotechnical Control Office 1984).

Modelamiento del suelo no saturado

La saturación afecta la componente de cohesión de acuerdo a los criterios actuales de la mecánica de suelos (Morgenstern y Matos, 1975), o sea, que la eliminación de la succión que ocurre a medida que avanza el tiempo de una lluvia, disminuye la cohesión en el volumen de material sujeto a saturación temporal, produciendo el deslizamiento. Este mecanismo explica la aparente contradicción entre la teoría y la práctica, en el sentido de que en la realidad los taludes más altos y verticales sufren generalmente, menos fallas que los taludes de pendiente mediana, debido a que estos últimos permiten una mayor infiltración del agua lluvia.

Si el suelo se encuentra solamente húmedo, existen dentro del suelo resistencias aparentes, debidas a las presiones de poro negativas, que pueden producir un talud estable, pero si se produce saturación por infiltración desaparecen, produciéndose la falla por disminución de las fuerzas resistentes.

Brand explica esto como que el agua de infiltración en un suelo residual produce una reducción en la tensión capilar en el suelo no saturado, lo cual produce una disminución en la presión efectiva y por ende en la resistencia al corte. En la mayoría de los casos no existe nivel freático. Para el estudio de este fenómeno se han diseñado ensayos de carga constante, incrementando la presión de poros desde un valor negativo y se ha encontrado que algunas arcillas fallan, sin necesidad de saturación a un valor de humedad muy cercano a su límite plástico, en ensayos de Corte Directo con carga constante.

Al iniciarse el proceso de corte se produce una disminución brusca en la tensión capilar que produce una falla rápida progresiva. Esto es típico de los materiales granulares. En suelos areno-arcillosos la tensión capilar se mantiene constante y la falla se hace lenta. El aumento del contenido de agua se refleja, además, en un aumento de peso unitario del suelo, el cual puede producir un aumento de los esfuerzos de cortante.

El sistema más universalmente utilizado para analizar el comportamiento hidrológico del suelo en su estado no saturado es el enfoque del déficit de humedad en el suelo. Este concepto ha recibido mucha atención específicamente en el modelamiento de la recarga de acuíferos esquematizado en la siguiente expresión:

$$R_f = E_a + R_o + \Delta S \quad (\text{Geotechnical Control Office, 1984})$$

Donde

R_f = Lluvia

E_a = Evapotranspiración

R_o = Escorrentía

ΔS = Cambio en el déficit en la humedad del suelo.

El parámetro más difícil de medir en la ecuación anterior es la evapotranspiración. Adicionalmente, el proceso de recarga depende del flujo en la zona no saturada el cual es sujeto a hystéresis. En un determinado intervalo de tiempo el cambio en humedad o acumulación de agua es una función de $R_f - R_o - E_p$ Donde E_p es la evapotranspiración Potencial del suelo con vegetación.

El comportamiento de los suelos no saturados ha sido analizado por muchos autores y los elementos que afectan este comportamiento dependen de:

a. Características del sistema de lluvias. En zonas áridas o secas las presiones negativas asociadas con la humedad alcanzan valores importantes y determinantes en la estabilidad de los taludes, mientras en las áreas de lluvias intensas permanentes estas tensiones no son importantes para establecer la estabilidad de los taludes. Las cohesiones aparentes de los suelos en épocas de lluvias son diferentes en forma sustancial a las de las épocas secas.

b. El tamaño, forma y distribución de los granos. Este factor fue analizado por Bilz, (1995) quien presenta una serie de tablas de cohesión aparente relacionada con las características de los granos. La altura del agua capilar en los suelos depende primordialmente del tamaño de los granos en los suelos granulares. Entre menor sea el tamaño de las partículas de suelo, mayor es la cabeza de saturación por capilaridad.

Teóricamente entre mayor sea la altura capilar, la estabilidad aparente del talud es mayor, pero debe tenerse en cuenta que la infiltración del agua lluvia reduce rápidamente el valor de la presión negativa y esta componente que favorecía la estabilidad puede desaparecer totalmente en un período de tiempo muy corto.

Las arenas finas y limos pueden poseer cohesiones aparentes de varias veces la cohesión de una arena media y una grava como se indica en la tabla 7.1.

Tabla 7.1 Cohesión debida a fuerzas capilares (Bilz, 1995)

Densidad	Epoca	Cohesión aparente KN/m ²		
		Arena fina	Arena media	Arena gruesa
Suelta	Seca	6.5	3.0	1.0
	Húmeda	8.5	5.5	4.5
Densa	Seca	8.5	4.0	2.0
	Húmeda	10.5	6.5	5.5

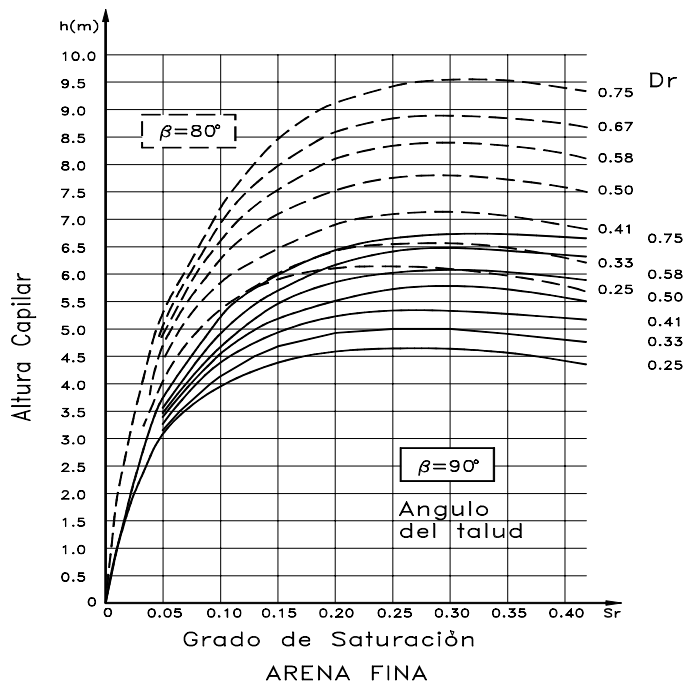


Figura 7.7 Altura Capilar en Arenas finas (Bilz 1995)

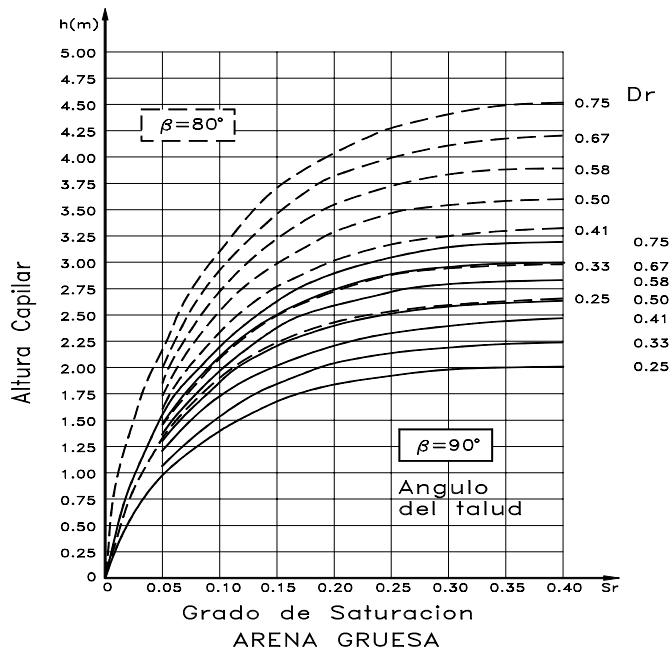


Figura 7.8 Altura Capilar en Arenas Gruesas (Bilz, 1995).

- c. Meteorización y tiempo. El efecto de la meteorización en la cohesión aparente, así como el lavado de finos por la infiltración ha sido estudiada de forma sistemática por Vieweg (1991).
- d. Temperatura, viento y factores climáticos.
- e. Evapotranspiración, vegetación.
- f. Densidad. Los suelos sueltos tienden a presentar cohesiones aparentes menores que los densos.
- g. Permeabilidad. Existen relaciones entre la permeabilidad del suelo y la presión de poros negativa. Es también importante anotar que la permeabilidad disminuye rápidamente cuando la presión de poros es negativa.

7.6 PRESIONES DE PORO NEGATIVAS

Las fuerzas resultantes de los efectos de tensión superficial son de tensión en el agua y generan presiones de poro negativas (menores que la presión atmosférica), esa tensión aumenta cuando el grado de saturación disminuye.

En la zona de saturación parcial sobre la altura capilar del suelo existe también, agua vaporizada, la tensión de vapor disminuye cuando la temperatura disminuye.

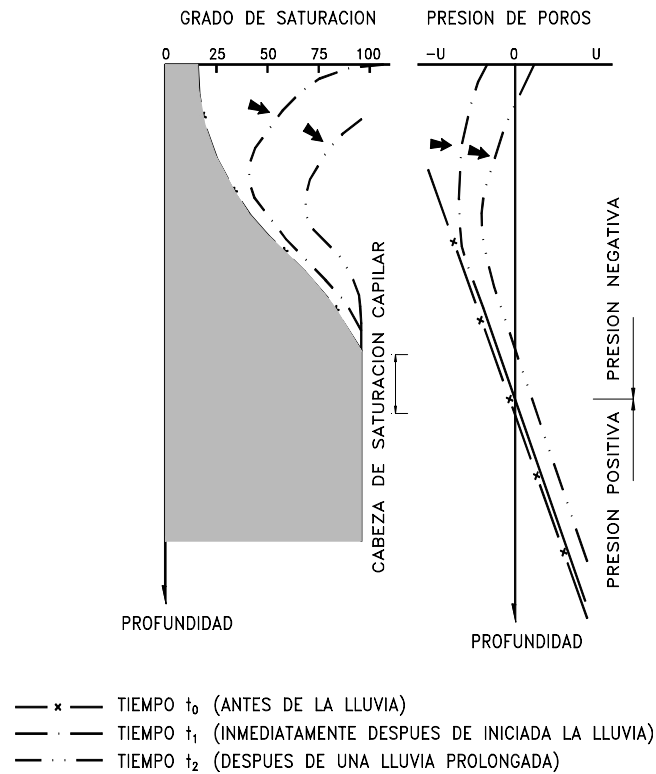


Figura 7.9 Cambios en el grado de saturación y la presión de poros por acción de la lluvia (Geotechnical control Office, 1984).

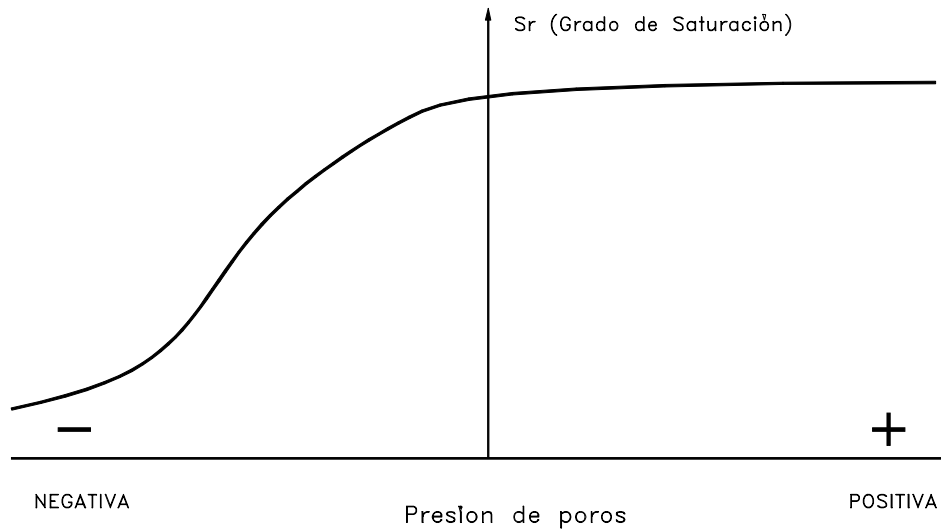


Figura 7.10 Efecto del grado de saturación sobre la presión de poros.

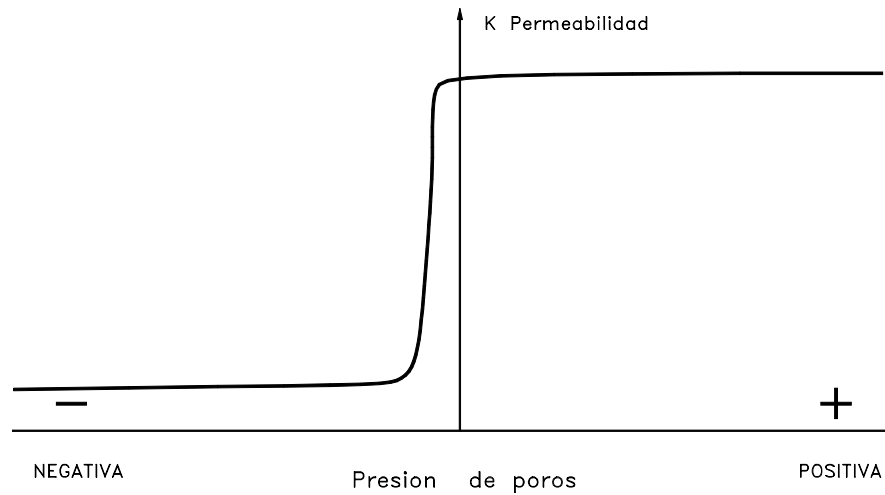


Figura 7.11 Efecto de la presión de poros sobre la permeabilidad al flujo no saturado.

7.7 EL NIVEL FREÁTICO

La localización del nivel freático corresponde a la línea de presión de poros igual a cero, equivalente a que la presión neta en el sitio es igual a la presión atmosférica. El nivel de agua determina los niveles de presiones hidrostáticas sobre una superficie localizada por debajo de ese nivel o los valores de presión negativa o de succión para el suelo por encima. En taludes naturales de laderas, la línea de nivel freático general sigue

una línea aproximadamente paralela a la superficie del terreno y esta sube por el recargue debido a la infiltración.

El agua subsuperficial puede dividirse entre zonas de presión de poros positiva y negativa. Las presiones de poro positivas son superiores y las negativas son inferiores a la presión atmosférica. La línea divisoria es el nivel freático donde la presión es igual a la presión atmosférica, la cual se designa como presión cero.

Por debajo del nivel freático el suelo se encuentra saturado, lo cual equivale a que el agua llena todos los poros de los suelos y todas las cavidades de los materiales infrayacentes. El agua existente en la zona de saturación se designa por lo general, como agua freática y su superficie superior es el nivel freático. Cuando las circunstancias geológicas y topográficas son más complejas podrá haber más de una zona de saturación y, por consiguiente, más de un nivel freático en una localidad determinada.

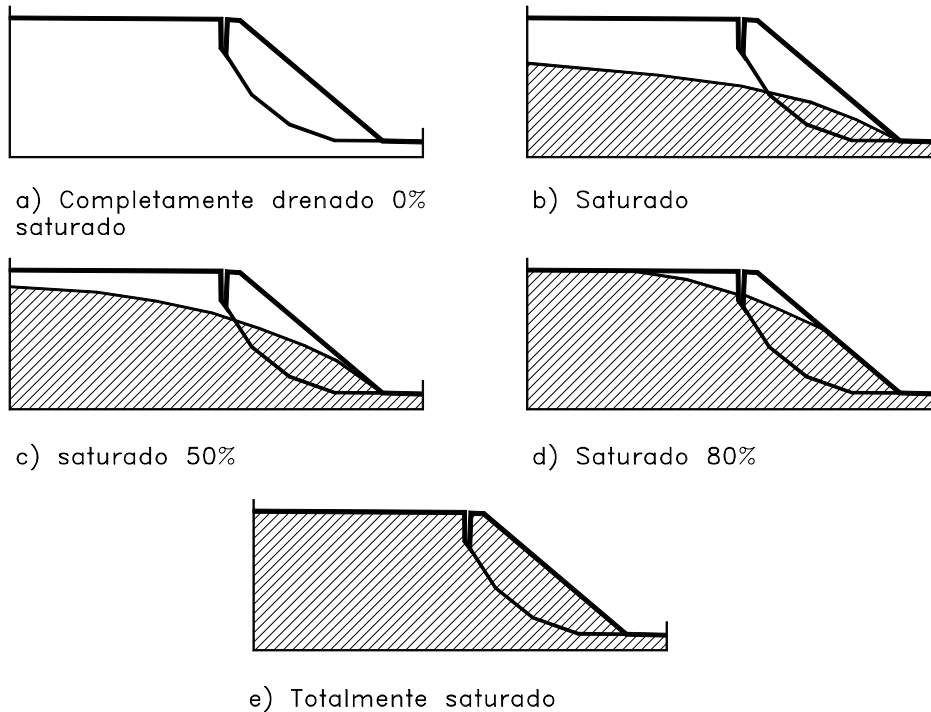


Figura 7.12 Saturación y niveles freáticos.

La elevación del nivel freático de una localidad determinada depende de varios factores, tales como las fluctuaciones de las precipitaciones y de los caudales y fugas de los cuerpos de agua.

El nivel de agua puede tener como base el pie del talud o puede estar suspendido por un manto impermeable dentro del talud. En el primer caso las fallas a producirse serán preferentemente de pie, mientras en el caso segundo las fallas tienden a ser a mitad del talud.

El nivel freático y en general la presencia de agua en los materiales en la proximidad de la superficie de falla, desempeñan un papel fundamental en la estabilidad y de hecho, hacen algo más complejo el mecanismo para la generación de las fallas.

La configuración del nivel freático depende de la forma del relieve superficial, el cual reproduce generalmente, sí bien con contornos menos abruptos y también depende de la permeabilidad del terreno y del abastecimiento de agua. Comúnmente, se aleja de la superficie del terreno bajo colinas y elevaciones y se acerca a ella en los valles y muy especialmente en los ríos y en los lagos.

Es usual que los periodos de sequía traigan abatimiento importante del nivel freático, en tanto que se eleva, tras periodos de fuertes lluvias. Estas fluctuaciones suelen ser muy marcadas en terreno granulares permeables. El nivel de agua cambia con las lluvias y periodos secos en forma muy marcada en formaciones permeables y un poco menos fuerte en las impermeables y se tiene un máximo y mínimo cuya diferencia en algunos casos puede ser hasta de más de un metro.

El nivel freático puede ascender bruscamente durante un evento lluvioso intenso y bajar nuevamente después de la lluvia.

Para monitorear estos ascensos repentinos se puede utilizar el sistema de recipientes plásticos conocido con el nombre de “Halcrow buckets” (Figura 7.13), el cual consiste en una serie de recipientes pequeños colgados de un hilo de pescar colocados dentro de una perforación. Al subir el nivel freático los recipientes se llenan de agua, la cual permanece en los recipientes al bajar el nivel freático.

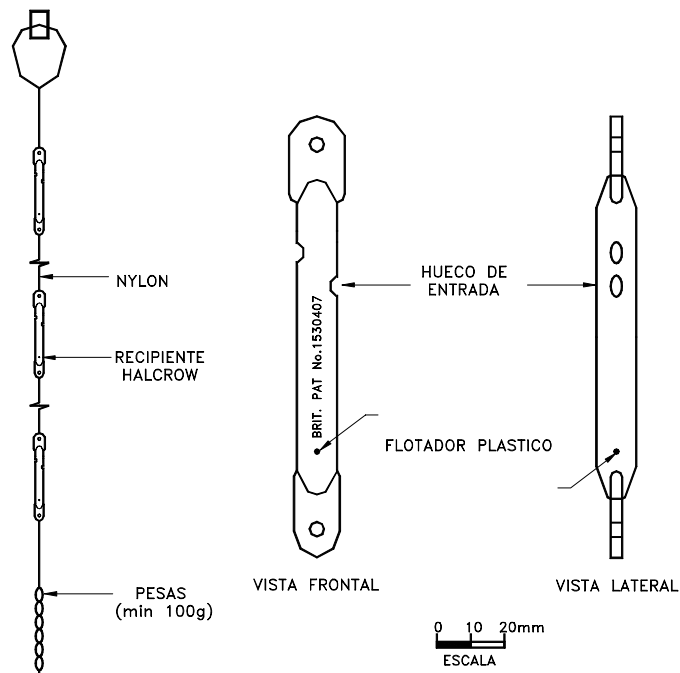


Figura 7.13 Equipo para detectar ascensos del nivel freático (Geotechnical Control Office, 1987).

En el análisis de estabilidad es muy importante definir el nivel de agua y las consiguientes condiciones de saturación y presiones de poros. Un talud seco puede ser estable, mientras el mismo talud puede no ser estable con un determinado nivel freático o un talud estable puede fallar al ascender el nivel freático. En el caso de taludes importantes es necesaria la colocación de piezómetros para poder cuantificar el valor de presión de poros que puede definir, en un determinado momento la estabilidad o inestabilidad del talud.

En un talud la altura piezométrica y los planos de localización de niveles de agua son parámetros determinantes en su estabilidad. La presencia de un nivel de agua a una determinada altura dentro del talud produce fuerzas hidrostáticas desestabilizantes y su determinación es necesaria, previamente a los análisis de estabilidad. Una vez determinados los niveles de agua y calculadas las presiones de poro se puede calcular los esfuerzos efectivos, que son los que se deben tener en cuenta en el análisis teórico de estabilidad.

7.8 LA PRESION DE POROS

La presión de poros es la presión interna del agua de saturación. La presión de poros dentro del suelo depende de la localización de los niveles freáticos, presiones internas de los acuíferos y las características geológicas del sitio.

La presión de poros varía de acuerdo a las variaciones del régimen de aguas subterráneas. Los incrementos de presión pueden ocurrir rápidamente en el momento de una lluvia, dependiendo de la intensidad de la lluvia, de la rata de infiltración del área tributaria, etc. Un incremento en la presión de poros positiva o una disminución de la presión negativa, equivale a una reducción de resistencia al cortante y de la estabilidad.

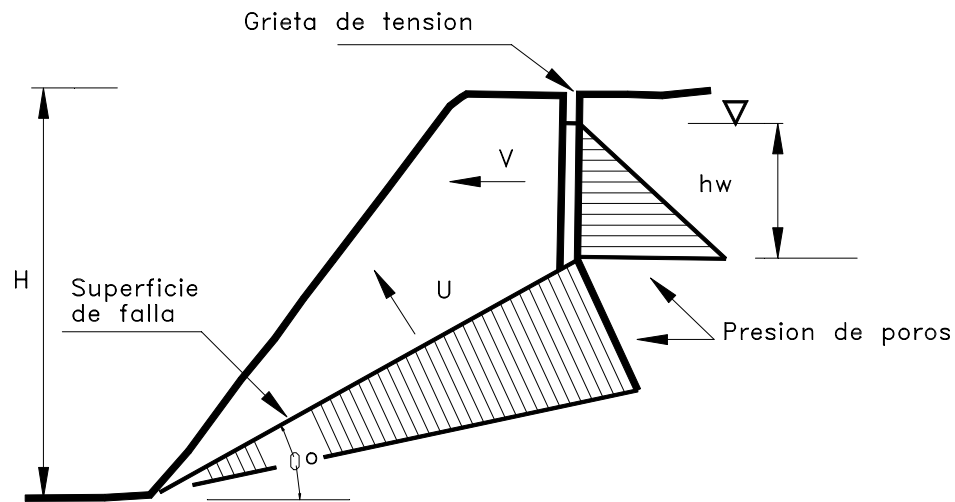


Figura 7.14 Presión de poros sobre una superficie de falla potencial.

El valor de las presiones de poro se mide utilizando piezómetros abiertos o neumáticos. Si no hay flujo de agua la presión es hidrostática y la medida del piezómetro coincide con el nivel freático, pero si existe flujo las presiones no son hidrostáticas. En este último caso la presión de poros en cualquier punto dentro de la masa de suelo puede medirse por medio de las redes de flujo, las cuales comprenden las líneas de flujo y las líneas de igual presión de poros.

Debe tenerse en cuenta el efecto que las discontinuidades tienen en los niveles piezométricos, determinados por las líneas equipotenciales. Las discontinuidades generan diferencias de permeabilidad, las cuales controlan el sistema de presiones dentro del talud.

Para el análisis de presiones de poros sobre una superficie de falla se deben tener en cuenta sus condiciones de drenaje. Cuando existe drenaje, la presión de poros disminuye hacia la superficie del talud, pero cuando el drenaje es deficiente se puede presentar un aumento importante de la presión de poros en el pie del talud (Figura 7.15).

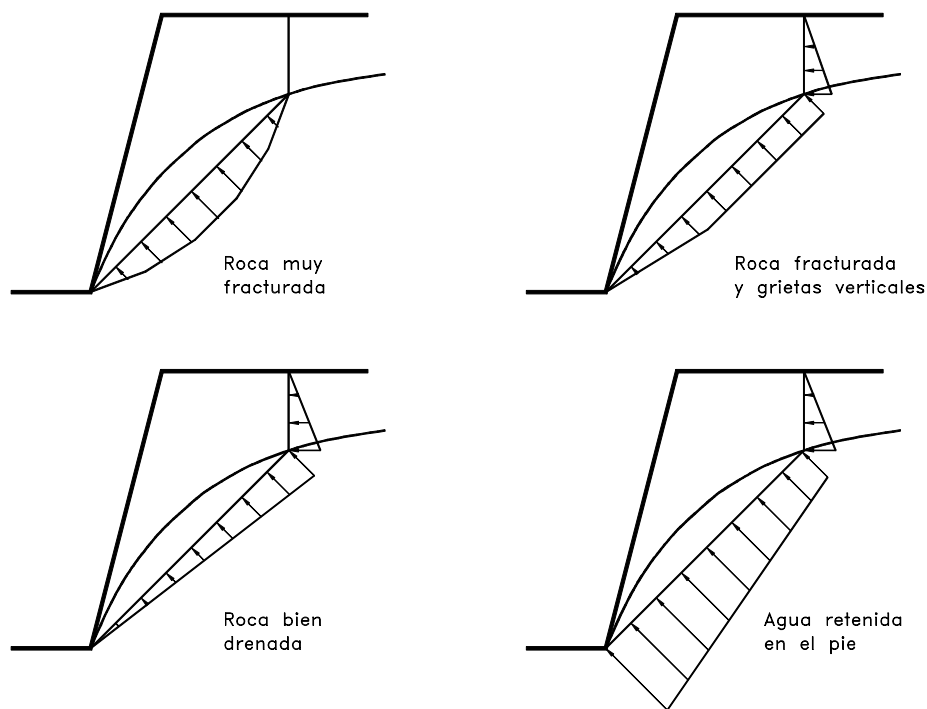


Figura 7.15 Presiones de poro sobre una superficie de falla potencial para diferentes condiciones de drenaje (Lembo Fazio y Ribacchi 1988).

7.9 FLUJO SATURADO

La infiltración unida a fenómenos de transporte interno de agua produce un régimen de aguas subterráneas. La conducción interna de agua puede ser a través de una formación permeable o a través de juntas o fallas. El flujo de agua subterránea es generalmente,

muy lento y laminar, sin embargo, el flujo turbulento puede ocurrir dentro de conductos internos de gran tamaño o porosidades muy altas como es el caso de cavernas en calizas o en gravas muy porosas. En el flujo laminar el movimiento de agua junto a las partículas o paredes de los intersticios es posiblemente quieto por la atracción molecular. El agua a cierta distancia de las paredes tiene un patrón trenzado de acuerdo a las características de los vacíos.

Al estudiar el comportamiento de las aguas subterráneas, su almacenamiento, sus movimientos y su afloramiento eventual, juegan un papel fundamental consideraciones de orden geológico, tanto referentes a características de superficie como las formaciones más profundas.

En primer lugar, han de considerarse los tipos de las unidades de suelos y rocas presentes, la presencia de sedimentos no consolidados, tales como gravas, arena o mezcla de estos, pues por su permeabilidad, estas unidades son susceptibles de transportar agua a los taludes o las formaciones de rocas permeables como las areniscas o materiales fracturados que poseen alta permeabilidad secundaria.

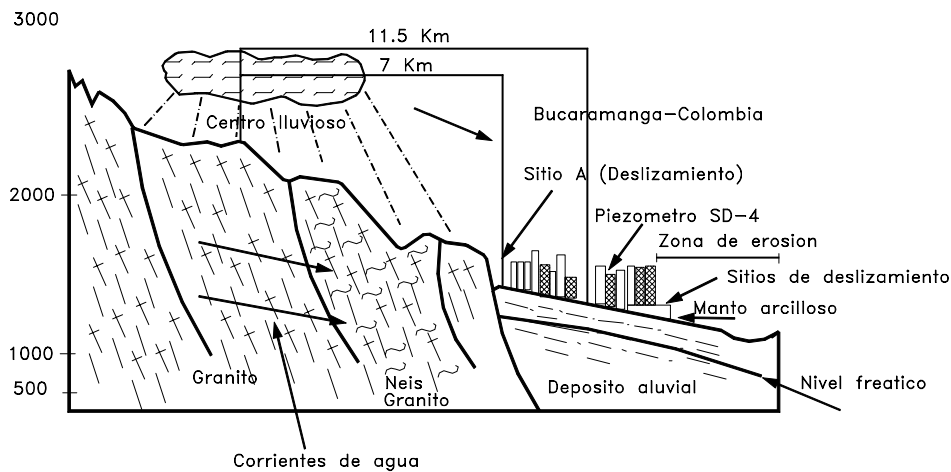


Figura 7.16 Esquema del modelo hidrológico de Bucaramanga, Colombia

Otras estructuras geológicas que facilitan la ocurrencia de deslizamientos de tierra son los materiales impermeables que impiden el paso de las corrientes de agua subterránea formando acumulaciones de agua, direccionando las corrientes o sirviendo de base para la formación de acuíferos.

Cada formación geológica posee unas características particulares que pueden facilitar la formación de acuíferos o corrientes concentradas de agua. El movimiento de agua es diferente en el suelo aluvial en los materiales meteorizados o suelos residuales y en los macizos rocosos Isotrópicos.

En las rocas el flujo sigue rutas preferenciales a través de fisuras o sistemas de juntas. Las formaciones acuíferas son comunes en suelos aluviales, a lo largo de cauces actuales o en valles antiguos así como en coluviones, en areniscas y calizas, por conductos y cavernas de disolución y en las rocas volcánicas donde el agua corre a través de grietas que se formaron al enfriarse las lavas.

Se pueden analizar diferentes tipos de flujo de agua: Flujo intergranular y flujo a través de las fisuras. El flujo intergranular de agua ocurre por los poros entre los granos o partículas que componen el suelo o roca. Este tipo de flujo se asemeja el concepto de Darcy del movimiento de agua a través de un medio homogéneo e isotrópico. Sin embargo, en la práctica la mayoría de los acuíferos exhiben un flujo combinado intergranular y a través de rutas preferenciales, debidas a fisuras o conductos dentro del manto de suelo.

El flujo de agua tiende a ser más rápido a lo largo de fisuras, conductos o juntas especialmente en los suelos residuales. El flujo puede ser confinado o inconfinado. Los flujos poco profundos en suelos residuales tienden a ser no confinados.

1. Flujo de agua en formaciones aluviales

En el suelo aluvial ocurre flujo intergranular, el cual sigue aproximadamente las leyes de Darcy, de flujo a través de medios homogéneos.

2. Flujo en rocas y en suelos residuales

Las rocas volcánicas pueden albergar también manantiales, a veces su porosidad es muy grande, pero sus poros no necesariamente están intercomunicados. El agua corre en ella sobretodo, a través de grietas formadas al enfriarse fracturas causadas por deformación y en las soluciones de continuidad entre derrames lévicos sucesivos.

Las rocas ígneas cristalinas y las rocas metamórficas pueden ser las menos abundantes en agua y la poca agua presente procede de sus fracturas.

Las areniscas y las rocas sedimentarias permeables son formaciones acuíferas importantes, y presentan grandes flujos de agua especialmente, en la dirección de la estratificación. Las calizas, son muy variables como formaciones acuíferas, pues su porosidad depende mucho de su disolución interna, pero cuando ésta es importante, puede dar lugar a abundantes manantiales, ríos subterráneos, etc.

Las corrientes de agua están controladas en ocasiones por las estratificaciones de areniscas y lutitas y en las lutitas por pequeñas vetas de materiales permeables dentro del manto arcilloso.

El flujo de agua subterránea tiende a ser más rápido a través de fisuras, cavernas o juntas que a través de la masa o roca y por esta razón se requiere conocer con precisión las características de las discontinuidades.

Dentro de una formación geológica las fallas importantes tienen generalmente, un efecto muy grande en las características del sistema de aguas subterráneas, las cuales son controladas por las fracturas de las fallas y transportadas grandes distancias en forma relativamente rápida.

En suelos residuales existe una relación del régimen de aguas subterráneas con la presencia de discontinuidades de tipo geológico. Los suelos de origen ígneo y metamórfico almacenan poca agua y en ellos las corrientes de agua están relacionadas comúnmente, con fallas de origen tectónico.

Es un caso común en formaciones residuales, que un talud posea capas alternadas de materiales permeables y casi impermeables que generan concentraciones de flujo sobre ciertos planos que pueden ser o llegar a ser planos críticos de falla. La presencia de capas permeables estratificadas producen un manto de agua dentro del estrato permeable sobre el suelo arcilloso, el cual produce presiones de tipo hidrodinámico que

con el cambio del régimen de aguas por las lluvias y la infiltración, producen disminuciones en las presiones efectivas y por ende en la resistencia del suelo creándose una superficie de debilidad.

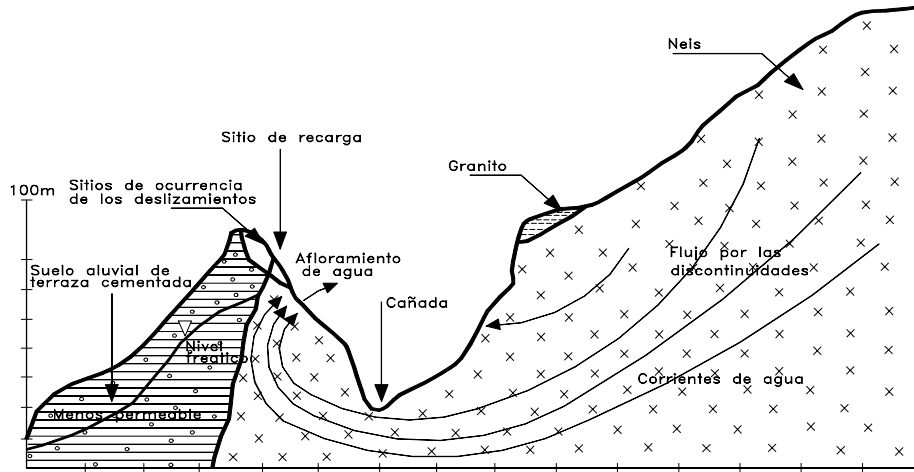


Figura 7.17 Concentración de aguas subterráneas o recarga en un contacto geológico de materiales residuales y aluviales en el piedemonte de un macizo ígneo en los Andes colombianos.

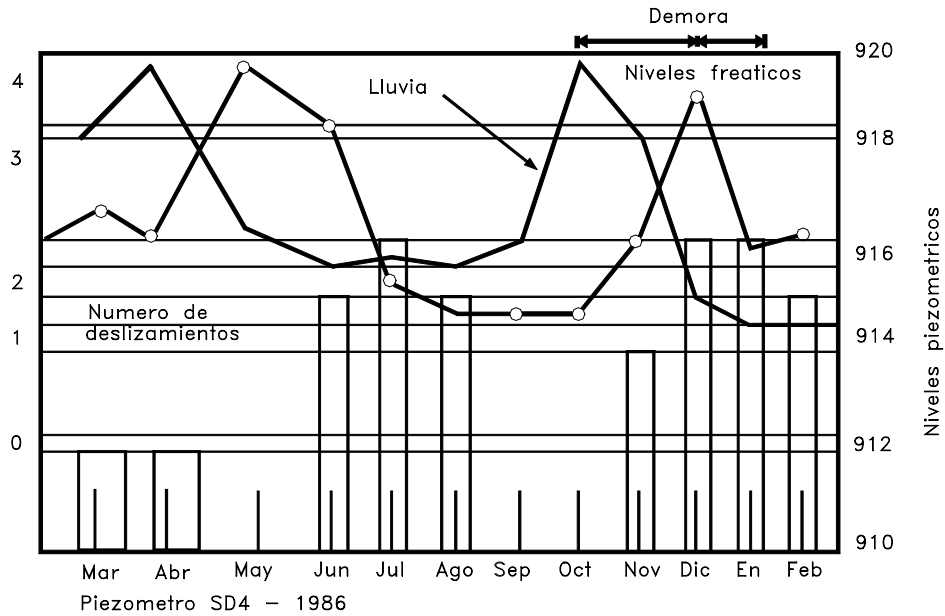


Figura 7.18 Relaciones entre lluvias niveles freáticos y ocurrencia de deslizamientos en el abanico terraza de Bucaramanga.

Características del subdrenaje

Las características de drenaje se refieren a la facilidad con que un talud puede drenarse en el caso de que llegue a saturarse. Las características de drenaje se acostumbra calificarse con los adjetivos: nulo, malo, medio y bueno; Estas características dependen tanto de las propiedades hidráulicas de los materiales constituyentes como de la topografía y la naturaleza de las formaciones geológicas circundantes.

En suelos residuales de rocas ígneas y metamórficas las permeabilidades tienden a ser grandes y el subdrenaje bueno, pudiendo ocurrir que el nivel freático generado por una lluvia desaparezca pocas horas después, dificultando el estudio de estabilidad de un talud.

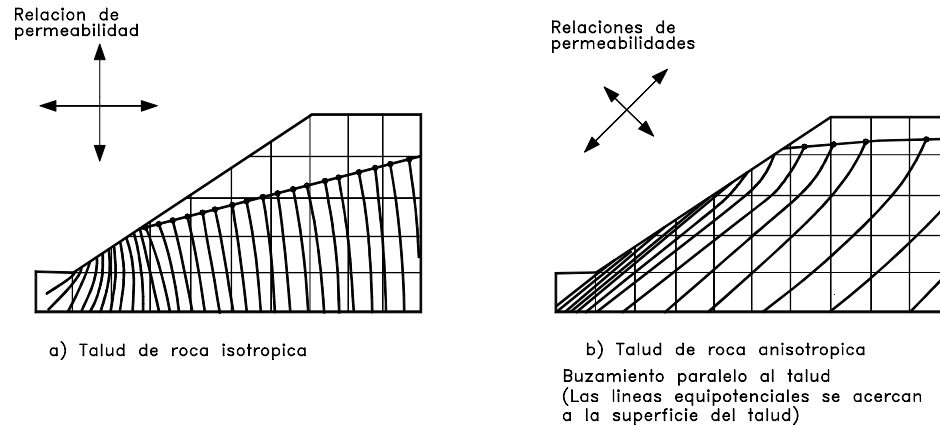


Figura 7.19 Líneas equipotenciales en rocas isotrópicas y anisotrópicas.

Los acuíferos

Las unidades de suelo o roca que transportan agua se les llama Acuíferos. En un talud pueden existir dos tipos de acuífero:

Acuíferos principales permanentes, en los cuales la superficie de la zona de saturación produce un flujo lateral de agua por acción de la gravedad.

Por encima del acuífero principal pueden existir niveles de cambios de permeabilidad, en los cuales se presentan acuíferos colgados no permanentes que se desarrollan rápidamente en respuesta a una lluvia intensa, pero que a su vez permiten infiltración vertical que hace que ellos disminuyan de altura o desaparezcan rápidamente con el tiempo. Este tipo de acuíferos colgados es muy importante en formaciones de tipo volcánico, en suelos aluviales o en formaciones residuales de origen sedimentario, en los cuales aparecen muchas capas superpuestas de materiales de diferentes permeabilidades.

Los acuíferos colgados generan corrientes de agua hacia los taludes y estas corrientes producen un estado de presiones de poros que puede afectar en forma sensible la estabilidad de un talud (Figura 7.20).

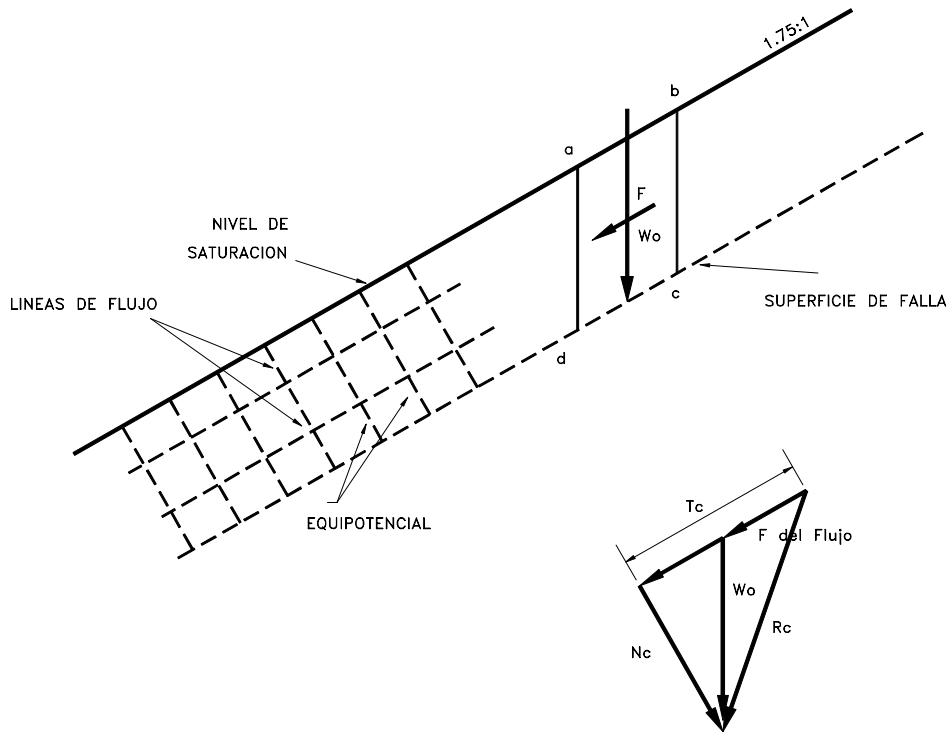


Figura 7.20 Condiciones de esfuerzos de un talud infinito con flujo de agua paralelo a la superficie del talud.

7.10 COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

La facilidad con que el suelo fluye a través de un material se le denomina con el nombre de permeabilidad y el parámetro que permite cuantificar este fenómeno se le llama coeficiente de permeabilidad y se le encuentra en la literatura con la simbología de la letra K. La permeabilidad depende del tamaño de los vacíos o poros, es alta en las gravas y baja en las arcillas.

Tabla 7.2 Tamaño de poros y permeabilidad (Lee, 1996)

Material	Tamaño de poros	Permeabilidad (cm/seg.)
Arcilla	$<10^{-4} - 10^{-3}$	$<10^{-6}$
Limo	$10^{-3} - 10^{-2}$	$10^{-6} - 10^{-4}$
Arena	$10^{-2} - 10^{-1}$	$10^{-4} - 10$
Grava	$10^{-1} +$	$10 - 10^2$

En materiales discontinuos, como los que se encuentran en las formaciones tropicales, el coeficiente de permeabilidad no es isotrópico, sino que varía de acuerdo a la orientación de las discontinuidades. La permeabilidad es mayor en la dirección de los planos de depositación o de las discontinuidades que en los plano normal a ellas.

El valor del coeficiente K varía de acuerdo al tipo de roca o suelo, fracturación, espaciamiento, abertura y relleno de las juntas (Figura 7.21).

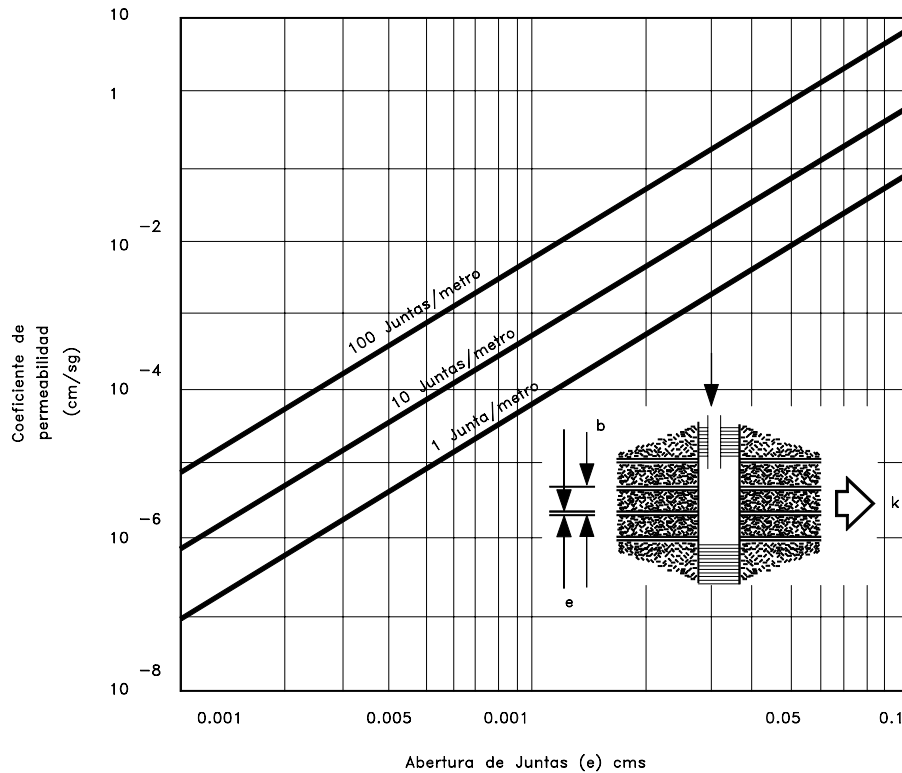


Figura 7.21 Efecto de la abertura y espaciamiento de las juntas en el coeficiente de permeabilidad K . (Hoek y Bray 1977).

7.11 EFECTOS DEL AGUA SUBTERRANEA

El agua subterránea afecta la estabilidad del talud de acuerdo a los siguientes mecanismos:

1. Presiones de poro

El agua subterránea o agua freática circula ejerciendo presiones de poro en las partículas de suelo, la cual impide la estabilidad del talud, disminuye la presión efectiva y la resistencia al corte.

Cuando los suelos residuales o rocas meteorizadas, en forma parcial bajo la cobertura impermeable, conservan estructuras heredadas con orientación adversa, con frecuencia se desarrollan presiones importantes en las zonas de roca parcialmente meteorizadas, en las que no es raro que el nivel piezométrico se eleve aún por encima del nivel natural del terreno. La presencia de fracturas permite, además, la ocurrencia de presiones muy altas con muy poca infiltración de agua.

2. Disminución o eliminación de las Presiones de poro negativas por saturación

Al saturarse un suelo disminuyen las tensiones capilares o presiones negativas disminuyendo la resistencia. La resistencia de un suelo puede variar de un máximo al final de la época seca, a un mínimo durante la época de lluvia y es después de una gran lluvia en que ocurren comúnmente los grandes deslizamientos.

3. Lavado de cementantes

El agua subterránea puede sacar hacia fuera del talud los cementantes solubles y así debilitar los vínculos granulares, consecuentemente decreciendo la cohesión y el coeficiente de fricción interna; este proceso es generalmente progresivo. El flujo de agua puede, además, disolver los cementantes naturales que pudieran existir, especialmente si existen carbonatos de calcio solubles.

Los suelos residuales poseen una gran susceptibilidad a lavado de finos que hace que las propiedades mecánicas de las zonas afectas por las corrientes estacionales de agua cambien rápidamente.

4. Erosión interna

El movimiento del agua subterránea socava la arena fina y partículas sueltas de las cavidades subterráneas del talud, debilitando así su estabilidad.

5. Erosión por exfiltración

El agua al aflorar produce fenómenos de erosión.

6. Subpresiones

El agua subterránea confinada actúa como subpresión sobre las capas impermeables, disminuyendo la resistencia al corte y ejerciendo presiones hidrostáticas horizontales en juntas.

7. Aumento de densidad

La presencia de humedad aumenta la densidad o peso de los materiales de suelo.

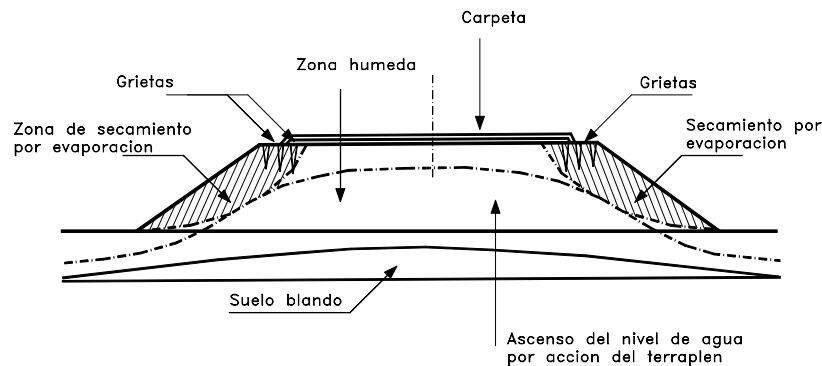


Figura 7.22 Grieta por desecación en un terraplén.

8. Fuerzas dinámicas

El movimiento de las corrientes de agua subterránea ejerce fuerzas sobre el suelo en la dirección del flujo. Para calcular la fuerza de las corrientes de agua se requiere dibujar la red de flujo, en la cual las líneas de flujo tienden a ser generalmente paralelas a la superficie del nivel freático y las líneas equipotenciales son normales a las de flujo. Utilizando el método del gradiente hidráulico se puede determinar la fuerza de la corriente en la red de flujo. Esta fuerza actúa como un elemento desestabilizante en la masa del suelo y puede disminuir en forma apreciable la estabilidad del talud.

9. Grietas por desecación

Los fenómenos de agrietamiento determinan la extensión y ubicación de la superficie de falla y tienen un efecto muy importante en el factor de seguridad o posibilidad de deslizamiento.

7.12 DESLIZAMIENTOS RELACIONADOS CON LAS AGUAS SUBTERRANEAS

Existen evidencias muy claras de la relación directa entre el régimen de aguas subterráneas debido principalmente, a las lluvias y la ocurrencia de deslizamientos de tierra. Adicionalmente a las infiltraciones del agua lluvia puede existir cuerpos de agua (canales, cañadas o lagunas) arriba del talud en los cuales pueda ocurrir infiltración localizada. Si el régimen de agua del suelo es alterado drásticamente por irrigación, remoción de la vegetación o inundación parcial, se puede producir inestabilidad (Richards, 1985). El agua al infiltrarse forma varios tipos de corrientes subterránea que afectan en forma diferente la estabilidad de una ladera.

Se recomienda tener en cuenta para el análisis la intensidad de la lluvia en una hora, la lluvia de 24 horas y la lluvia antecedente por períodos hasta de tres meses. Se pueden diferenciar tres procesos diferentes:

1. Deslizamientos inmediatos por saturación

Estos ocurren durante o inmediatamente después de una lluvia y están relacionados con la eliminación de la succión al producirse la saturación por acción del frente húmedo de infiltración.

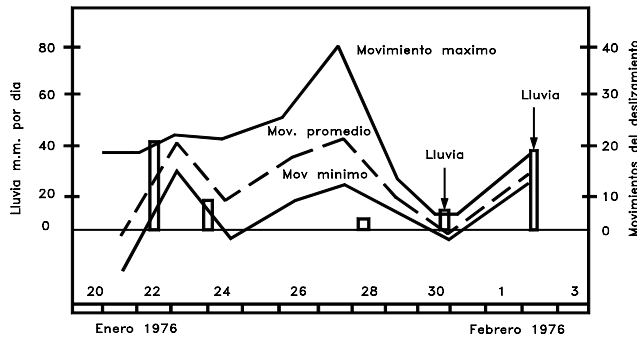


Figura 7.23 Relación entre lluvia y movimiento de un deslizamiento en Bucaramanga.

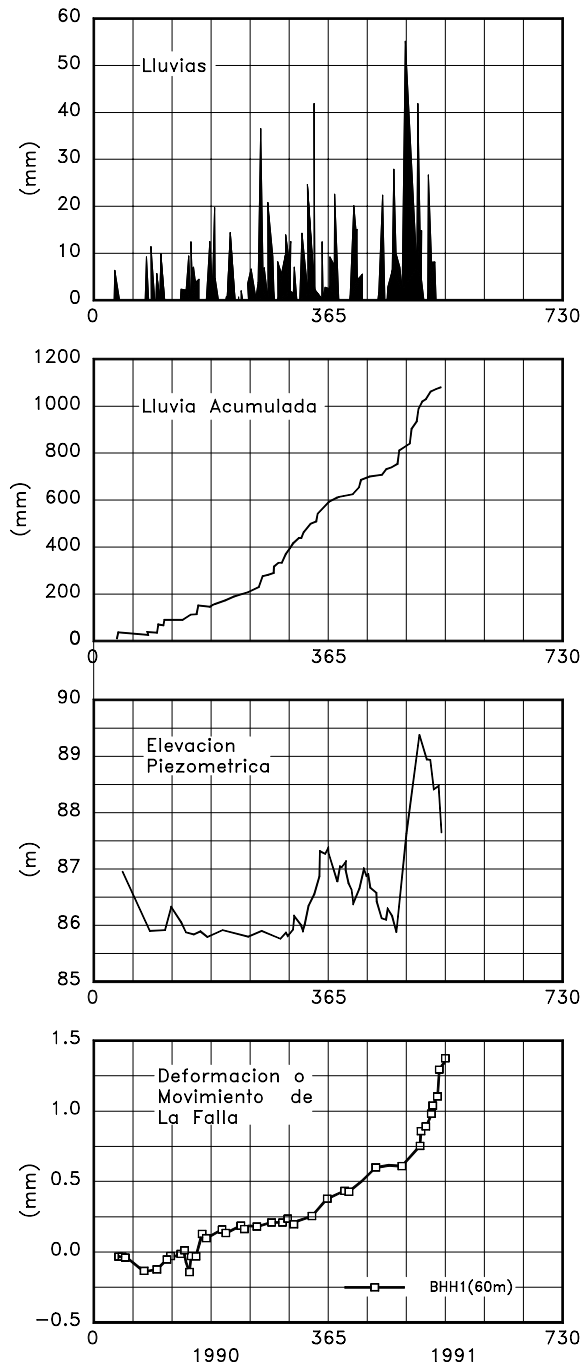


Figura 7.24 Correlación Lluvias – Lluvia acumulada – Altura Piezométrica y Movimientos de un deslizamiento (Angeli Barbarella y Pontoni ,1991).

2. Deslizamientos diferidos por aumento de presión de poros

Su ocurrencia está relacionada con el régimen de aguas subterráneas, el cual a su vez depende del régimen de lluvias del sitio y de la región.

Se ha encontrado que existe un lapso de tiempo entre la ocurrencia de las lluvias y los deslizamientos. En Bucaramanga-Colombia (Gómez, 1992) se comprobó que los niveles piezométricos reaccionan en forma consistente con las precipitaciones, se observan dos épocas importantes de ascensos piezométricos que siguen a las dos épocas de lluvias. Los ascensos ocurren con uno o dos meses de retraso en la mayoría de los piezómetros, aunque en algunos pocos piezómetros se observa mayor influencia de las infiltraciones locales. La distancia entre las zonas de deslizamiento y el centro de las áreas de mayor infiltración es de aproximadamente doce kilómetros y la mayor parte del recorrido del agua es a través de rocas ígneas y metamórficas (Granitos y Neisses). Debe tenerse en cuenta que generalmente, las lluvias más intensas ocurren en la parte más alta de la cordillera. Los más altos niveles piezométricos se observan justo antes de la mayor frecuencia de deslizamientos y en las zonas de mayores ascensos (2 a 3 metros) de los niveles piezométricos, se encontraron localizados todos los deslizamientos de alta y mediana magnitud.

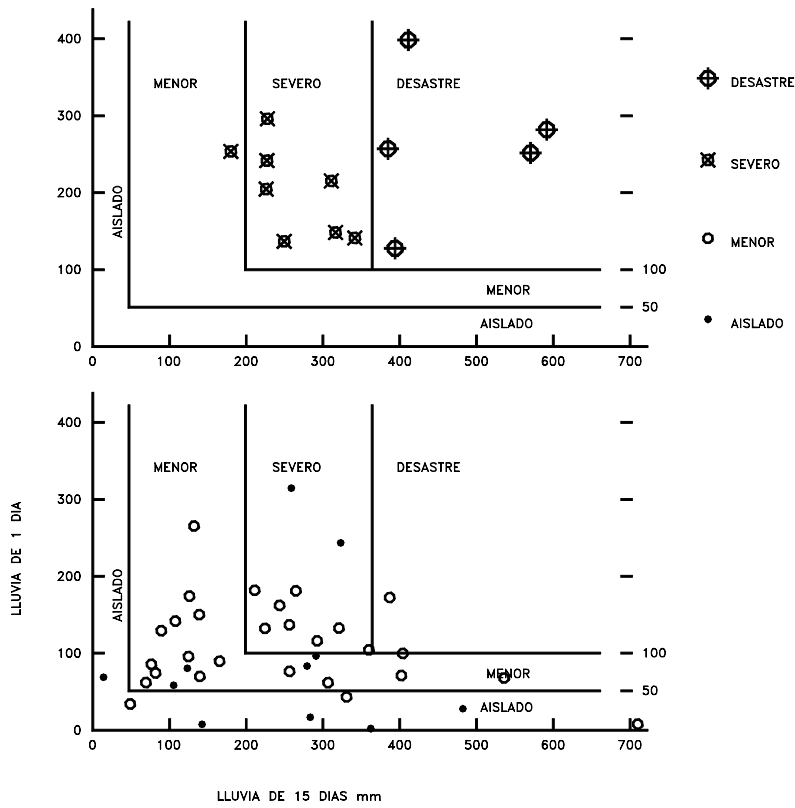


Figura 7.25 Correlación entre la intensidad de una lluvia, la lluvia acumulada de 15 días y la severidad de los deslizamientos (Brand, 1982).

La activación de un deslizamiento puede depender no solamente de la cantidad total de lluvia sino también de la duración y de la intensidad de la lluvia y del régimen de los periodos lluviosos. Existe un valor crítico de lluvia que activa un deslizamiento pero su cuantificación previa es muy difícil. Generalmente, los valores por encima del promedio de lluvias son los que generan la mayoría de los problemas. Entre más lenta sea la lluvia, habrá más infiltración y menos escorrentía. En zonas de pluviosidad moderada las lluvias lentas pueden producir el mayor número de deslizamientos. La proporción escorrentía - infiltración depende de la intensidad de la lluvia, la pendiente, la cobertura vegetal y la permeabilidad del suelo subsuperficial.

3. Formación de corrientes de agua a lo largo de superficies internas

El agua infiltrada por las lluvias recientes penetra en el suelo en forma vertical hasta que encuentra un manto de alta permeabilidad que facilita la formación de una corriente o uno semi-impermeable que impide su paso y obliga a la formación de una corriente de agua paralela a la superficie de baja permeabilidad. Estas corrientes subterráneas pueden ser temporales o permanentes. La conducción de esta corriente puede ser a través de las discontinuidades y/o a través de los poros de una formación permeable. En las Lutitas estas corrientes están controladas generalmente, por pequeñas vetas de materiales permeables o por la capa de roca alterada del perfil de meteorización, en las intercalaciones de areniscas y Lutitas por los planos de estratificación, en las Calizas por los ductos de disolución, en suelos volcánicos por las discontinuidades que se formaron al enfriarse las lavas y en suelos de origen igneo-metamórfico por la interface de Roca Sana - Roca alterada del perfil de meteorización.

Las formaciones acuíferas en coluviones se producen generalmente, sobre el contacto Coluvión - Roca y es común que sobre esta superficie se depositen materiales transportados por las corrientes de agua subterránea.

7.13 COMPORTAMIENTO DE PRESAS DE TIERRA

Las presas son construidas de tierra o roca colocada sobre una cimentación de suelo o roca. Ambas, el terraplén y la fundación pueden ser susceptibles de la inestabilidad de taludes, así como de la erosión interna y externa. La construcción del relleno involucra la colocación y compactación de materiales no saturados. El relleno debe tener una succión de poros o presión negativa y unas características de resistencia para proveer una capacidad suficiente para soportar las máquinas que están construyendo el relleno. Al agregar agua, la succión cambia. El grado de saturación del relleno cambia durante la construcción y operación de la presa. Una lluvia puede drásticamente disminuir la succión y en esta forma disminuir la resistencia. En la primera llenada de la presa, el espaldón aguas arriba es sumergido y se produce una corriente de agua o de humedad hacia aguas abajo, dentro del relleno y al desembalsarse rápidamente se producen presiones que pueden generar fallas de los taludes.

Estabilidad durante el llenado

El primer llenado de la presa es un tiempo crítico para la seguridad de los taludes. Pueden aparecer problemas, debido a varios factores:

- a. Resistencia al cortante, presión de poros en estabilidad de taludes.
 - b. Fractura hidráulica, erosión interna y tubificación.
- Al llenar el embalse la presión de poros aumenta, desaparecen las presiones negativas y el factor de seguridad disminuye.

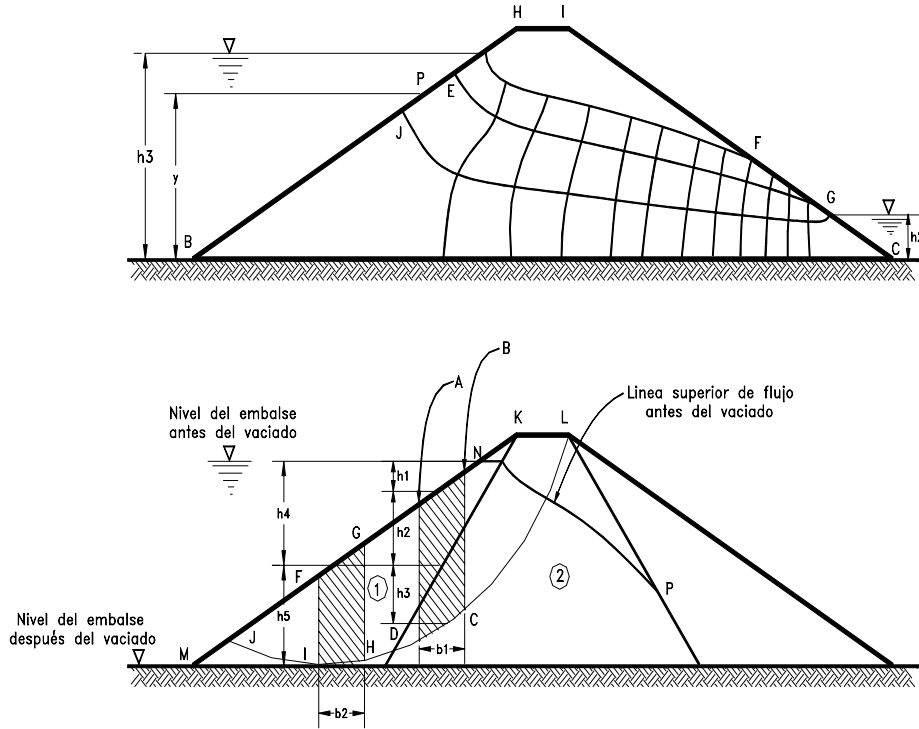


Figura 7.26 Niveles de agua en Presas de Tierra

Desembalse y Abatimiento Rápido

El abatimiento rápido o disminución repentina del nivel de agua puede producir la falla de un talud. Este abatimiento ocurre, por ejemplo en las riberas de los ríos después de una avenida o al bajar el nivel de embalse de una presa. Las fallas por desembalse rápido ocurren generalmente, en taludes de materiales arcillosos en los cuales la presión de poros no ha tenido suficiente tiempo para disiparse y por lo tanto, se reduce la resistencia al cortante en forma rápida.

El agua en un río, lago o represa actúa en cierto grado como una presión de estabilización contra la pared del talud y en el caso de que sea removida repentinamente se generan fuerzas actuantes importantes y al mismo tiempo se disminuye la resistencia al cortante.

Para el análisis de los efectos del vaciado rápido deben distinguirse dos tipos de material diferente:

a. Limos y arcillas

En estos materiales los cambios de esfuerzos cortantes producidos por el vaciado inducen presiones de poro.

b. Materiales granulares gruesos

En estos materiales la permeabilidad alta impide que los cambios de esfuerzo cortante induzcan presiones de poro transitorias.

En la figura 7.26 se muestra una metodología de análisis para los efectos de vaciado rápido (Marsal, 1975). En el análisis de la Dovela ABCD se debe asumir una presión de poros debida a la altura h_3 debido a que el núcleo de arcilla no permite drenaje rápido. En la Dovela FGHI el análisis depende de la permeabilidad del material. Si el material es muy permeable no se presenta presión de poros, pero si el material presenta una permeabilidad baja a media, se requiere tener en cuenta la presión debida al desembalse rápido.

Desborde

Es relativamente común el desborde de una presa en el momento de una lluvia intensa, si los elementos hidráulicos no fueron diseñados correctamente o no se tenía información precisa sobre las lluvias máximas. El mecanismo de falla en este caso es combinado entre saturación por infiltración en los taludes aguas debajo de la presa y erosión superficial. El desborde por la presencia de olas es especialmente importante en diques de protección y sobre el tema se han realizado investigaciones muy completas en los países bajos. El agua, que pasa por encima del dique se infiltra y produce humedecimiento. Este problema es especialmente grave en diques de arena que puede saturarse rápidamente en periodos cortos de tiempo. En ocasiones se coloca una cobertura de arcilla para minimizar la infiltración, pero la meteorización y agrietamiento de esta arcilla, pueden minimizar su efecto.

Colapso por saturación

Los rellenos compactados en estado seco a densidades bajas o materiales no compactados sufren una reducción drástica en volumen cuando se aumenta el contenido de agua. (Fry, 1995). Este fenómeno se le llama asentamiento por colapso, porque se asocia al colapso de la estructura del suelo. Este fenómeno no puede ser explicado por una estricta aplicación de esfuerzos efectivos, aunque, la eliminación de las presiones negativas juega un papel muy importante en el fenómeno de colapso.

Fallas por erosión

Las fallas por erosión en presas de tierra son comunes tanto, en embalses en los cuales se produce oleaje como en diques laterales de protección de riveras, donde la velocidad del agua en la corriente puede ser superior a la velocidad máxima que resiste un suelo sin producirse erosión.

7.14 EL AGUA SUPERFICIAL O ESCORRENTIA

La escorrentía es la proporción de precipitación que fluye superficialmente sobre el suelo. Cuanto más pronunciadas, impermeables y desprovistas de vegetación son las

laderas y más copiosas las precipitaciones, tanto mayor es la parte de las mismas que se convierte en escorrentía. Una lluvia fuerte puede producir abundante escorrentía, pero una llovizna ligera puede absorberse en forma casi total en el suelo antes de que produzca mucha escorrentía, porque el suelo a menos que esté muy seco, se satura en forma relativamente rápida y no puede absorber más agua.

El coeficiente o porcentaje de escorrentía mide la proporción de la lluvia total que fluye superficialmente. En algunos países se trabaja con el coeficiente ϕ (Phi), el cual indica la cantidad de lluvia que cae en una determinada área que se convierte en escorrentía. Cada tormenta, de acuerdo a su duración e intensidad tiene un determinado índice ϕ .

La escorrentía generalmente, se concentra en corrientes de agua, las cuales pueden formar surcos o cárcavas de erosión o pueden correr hacia los taludes. Para cuantificar la cantidad de escorrentía que llega a un punto determinado, se debe calcular la cantidad de agua disponible después de una lluvia, de acuerdo a la cuenca tributaria, teniendo en cuenta las características de la superficie del terreno, cobertura vegetal e infiltración.

La Cuenca Tributaria de un talud

La cuenca tributaria corresponde al área que proporciona agua a un talud, la cual determina la cantidad de agua de escorrentía que en el momento de una lluvia puede afectar su estabilidad y está directamente relacionada con la geometría del talud. El tamaño, la forma, y la cobertura vegetal de la cuenca tributaria, afectan la cantidad de agua de escorrentía y sus características de concentración.

De las características de la cuenca tributaria puede depender la cantidad de agua infiltrada y la posibilidad de erosión de la superficie del talud. En algunos casos se ha logrado estabilizar taludes sujetos a erosión, con la construcción de una zanja de coronación que controle el agua proveniente de la cuenca tributaria.

En el estudio de una cuenca tributaria se debe tener en cuenta entre otros los siguientes factores:

1. Direcciones a lo largo de las cuales el agua se concentra formando corrientes.
2. Carácter predominante de la vegetación que la cubre.
3. Extensión de la cuenca tributaria.
4. Cálculo aproximado de las cantidades de agua que la cuenca le aporta al talud.

La extensión de una cuenca puede deducirse fácilmente de mapas o aproximadamente de la inspección ocular del talud. Su magnitud se expresa normalmente en hectáreas.

Para la caracterización de la cuenca tributaria de un talud se recomienda elaborar un plano indicando la localización de las corrientes de agua superficial.

7.15 LA EROSION

La erosión hídrica es un fenómeno ocasionado por acción de fuerzas hidráulicas, las cuales actúan sobre las partículas de suelo produciendo su desprendimiento y posterior transporte. La erosión comprende el desprendimiento, transporte y posterior depósito

de materiales de suelo o roca por acción de la fuerza del agua en movimiento. El proceso puede ser analizado iniciando por el despegue de las partículas de suelo, debido al impacto de las gotas de lluvia. Adicionalmente, ocurre el proceso de flujo superficial en el cual las partículas removidas son incorporadas a la corriente y transportadas talud abajo.

Si la “velocidad” de escorrentía es superior a la velocidad máxima erosionante, se produce erosión superficial. La velocidad de escorrentía depende de la pendiente, la intensidad de la lluvia, la cantidad de agua presente y la rugosidad de la superficie del terreno.

Si el gradiente hidráulico interno es alto se puede producir transporte intenso de partículas, produciéndose pequeños conductos que al ampliarse desestabilizan el talud. Esto es muy común en suelos de carácter dispersivo (cantidad alta de iones de Na presentes).

El agua al salir a la superficie, si posee un gradiente hidráulico alto y/o si el suelo superficial es erosionable, puede desprender las partículas de suelo, formando cavernas que posteriormente producen aumento de la pendiente del talud y descargue del mismo, produciéndose deslizamientos de masa.

Proceso Hidrogeoquímico de Erosión

El problema de la erosión no es un problema de corte profundo, sino un problema de fuerzas en la superficie del suelo; la influencia de la geometría y la localización de las partículas tienen gran influencia. Las partículas de suelo son soltadas o separadas entre sí por fuerzas electroquímicas. En este caso las propiedades químicas del suelo y del agua juegan un papel muy importante.

En los casos conocidos en Colombia de erosión severa las aguas en contacto con el suelo son ácidas, facilitando procesos de oxidación y reducción, en un proceso geoquímico complejo de analizar. Es interesante anotar la formación de pequeños cúmulos de partículas o grupos de partículas que se desprenden independientemente. Estos “seudogranos” de suelo le dan un comportamiento erosivo semigranular a algunos suelos cohesivos y la erosión por grupos de partículas, que luego se desmoronan dentro de la corriente de agua, son un caso muy común en suelos residuales producto de la meteorización de rocas de composición arenarcillosa, con presencia de pequeños porcentajes de arcilla.

La susceptibilidad a la erosión en los suelos tropicales obedece a un proceso hidrogeoquímico, en el cual la microestructura de la mezcla de partículas granulares y arcillosas juega un papel fundamental.

Se ha observado, además, al microscopio que las partículas de arena y grava dentro de la masa de suelo generalmente, están recubiertas por una microcapa delgada de arcilla (Figura 7.28). Esta microcapa se hidrata en los procesos de humedecimiento y las partículas granulares quedan prácticamente sueltas, a pesar de que se mantiene una cementación interna dentro de la matriz.

El proceso de hidratación es diferencial y se observa que es mayor en el contacto de la matriz con las partículas granulares. Los cementantes entre las partículas o grupos de partículas, han sido en ocasiones identificados como illita y Montmorillonita. Es muy importante la interacción entre los minerales arcillosos y los constituyentes de las arenas

y gravas dentro del conjunto que forma un suelo residual. Los suelos 100% arcillas son poco comunes en ambientes tropicales y la “mezcla” es factor importante en el comportamiento erosivo.

Ensayos como el “Pinhole” no son representativos para arenas y mezclas grava-arena-limo y arcilla, muy comunes en suelos residuales tropicales. La interacción electroquímica de la superficie de grava y arena con las de arcilla no ha sido estudiada hasta el momento.

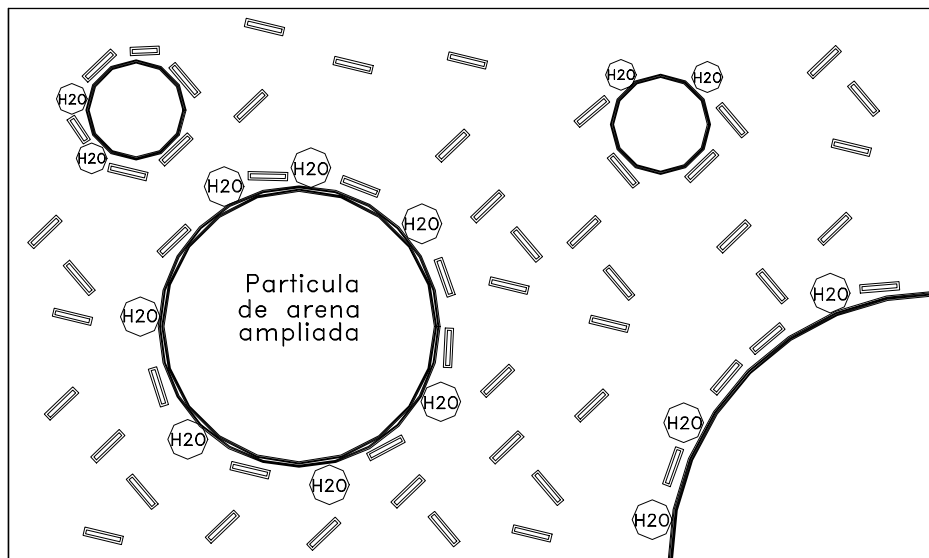


Figura 7.27 En suelos mixtos existen fuerzas de repulsión entre las partículas de arcilla y de arena.

Erosionabilidad

La susceptibilidad de un suelo a sufrir procesos de erosión se le conoce con el nombre de “erosionabilidad” y tiene relación con las propiedades físico-químicas del suelo y su estructura inter-partículas, la cual es especialmente compleja en los suelos tropicales. La erosionabilidad de un grupo de suelos afectado por procesos intensos de erosión intensa, se ha encontrado que depende de la mezcla e interrelación de las partículas granulares con las arcillosas.

Las partículas de arena se encuentran en ocasiones cubiertas por películas delgadas de partículas de Illita o Montmorillonita, las cuales se hidratan fácilmente facilitando su desprendimiento y transporte. Los porcentajes de arcilla activa, son generalmente pequeños y la erosión es diferencial, de acuerdo a la composición y estructura del suelo. La susceptibilidad de un suelo a sufrir procesos de erosión varía de acuerdo con las características geológicas, mineralógicas, del suelo y del perfil de meteorización de la formación, la topografía y la cobertura vegetal.

La erosión del fondo de una corriente de agua depende de tres factores fundamentales:

1. Las características de los materiales

El tamaño, forma, cohesión y dispersividad de los materiales de suelo controlan la susceptibilidad de un material a ser erosionado. En suelos compuestos por mezclas de suelos granulares y arcillosos predominan generalmente, las propiedades de la matriz arcillosa. La Geología y características geoquímicas de los suelos determinan las diferencias de los niveles de erosión de una determinada formación o depósito geológico.

En las corrientes de agua ocurren mecanismos similares, cuando las corrientes pasan de un material a otro, los cuales conducen además de la formación de gradas o cascadas a la ocurrencia de pendientes diferentes y cada material para unas determinadas condiciones hidráulicas y ambientales posee una pendiente de equilibrio a la cual no sufre procesos de profundización del cauce por erosión.

2. La velocidad de las corrientes de agua

Entre mayor es la velocidad, mayor potencial de erosión posee una corriente. Todo cauce tiene una velocidad límite por encima de la cual se produce erosión de los materiales del fondo. Odgaard (1989) asume que la rata de erosión lateral de una ribera está relacionada linealmente con la profundización del cauce, la altura del talud de la ribera, la erosionabilidad del material y la velocidad del agua.

Otros Autores adicionan como factor importante la pendiente lateral de la orilla. Al acelerarse el proceso de profundización de la corriente aumenta el potencial de erosión lateral. Entre más altos sean los taludes de la orilla habrá una mayor posibilidad de falla. Después de una falla los materiales del deslizamiento se acumulan al pie del talud y le sirven de protección provisional, pero estos materiales son removidos posteriormente por el flujo y el proceso puede continuar en forma progresiva lateralmente.

3. La vegetación

La vegetación contribuye sustancialmente a bajar el nivel de amenaza y el riesgo de ocurrencia de la erosión. La lluvia es parcialmente interceptada por el follaje, amortiguando el impacto de las gotas de lluvia contra la superficie del suelo. Adicionalmente, las raíces refuerzan las capas subsuperficiales del perfil, creando una malla de refuerzo que protege contra los efectos del flujo de agua.

La Dispersividad

La erosionabilidad de un suelo está relacionada íntimamente con su dispersividad. Según Sherard (Sherard J.L.) los suelos dispersivos se erosionan mediante un proceso en el cual las partículas individuales son soltadas (liberadas) a suspensión en aguas prácticamente quietas, mientras en los suelos corrientes se requiere considerable velocidad del agua erosionante.

La diferencia básica entre las arcillas erosionables y las resistentes a la erosión es la naturaleza de los cationes presentes en el suelo. Las arcillas erosivas tienen una preponderancia de iones de Na, mientras en las no erosivas predominan los cationes de Ca y Mg.

Se ha desarrollado un diagrama para determinar el grado de dispersividad de una arcilla sobre la base del contenido de iones (ver figura 7.28).

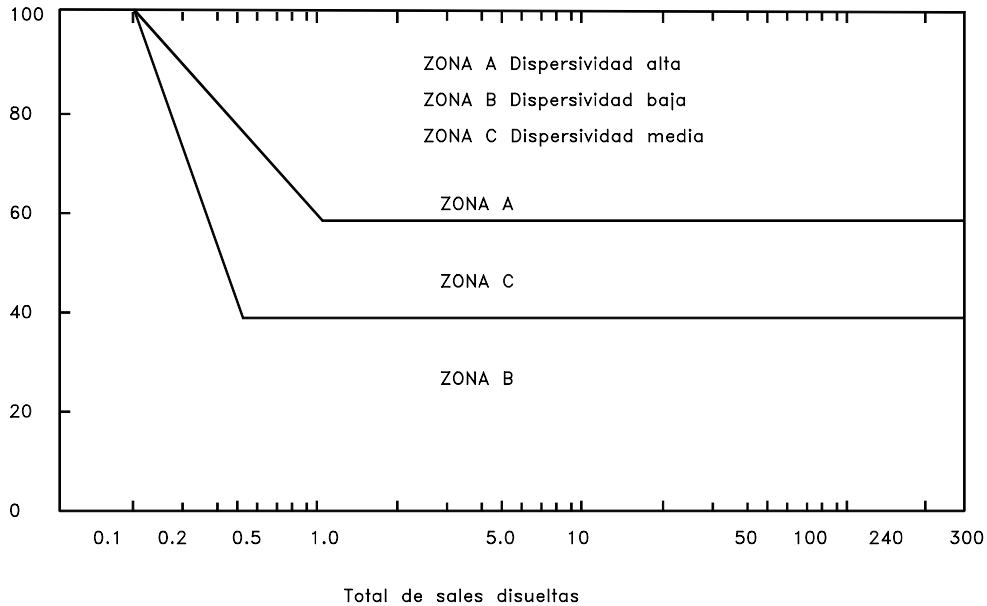


Figura 7.28 Diagrama de dispersividad de Sherard

En este diagrama se definen tres zonas así:

Zona A

Alta erosionabilidad, suelos dispersivos con los cuales no es recomendable construir obras de tierra y se deben esperar problemas serios de estabilidad en los taludes, tanto naturales como artificiales, relacionados con procesos de erosión tanto superficial como interna.

Zona B

Suelos no dispersivos. La mayoría de los suelos están ubicados en esta zona.

Zona C

Suelos medianamente dispersivos, los cuales pueden presentar problemas moderados de erosión.

Adicionalmente André encontró que los suelos residuales más erosionables son aquellos derivados de rocas ígneas ácidas, los que a su vez presentan comúnmente una preponderancia de iones de Na. Los depósitos aluviales o coluviales de este tipo de suelos pueden presentar problemas similares.

Se ha tratado de relacionar la susceptibilidad a la erosión de suelos residuales con los diagramas propuestos por Sherard, según los cuales el porcentaje alto de sodio (Na) en el extracto saturado de un suelo, es un indicador de su alta dispersividad y en unos pocos casos se han podido correlacionar, pero en la mayoría de los casos estudiados en materiales arenoarcillosos no se ha logrado identificar correlación con los conceptos de Sherard. Los suelos tropicales se clasifican en las zonas B (Estables) y C (Algo dispersivos). La mayoría de las fallas importantes de taludes por erosión han ocurrido

en suelos con baja a mediana plasticidad , que contienen algo de Montmorillonita, pero no son necesariamente ricas en iones de Na.

Se ha llegado al convencimiento de que la erosionabilidad en los suelos residuales no depende propiamente de la dispersividad, sino de las características de la estructura, incluyendo la presencia de arenas, limos, la mineralogía de las arcillas (en especial la presencia de Montmorillonita o illita así sea en pequeñas cantidades) y en grado menor a la presencia de iones intercambiables. El solo hecho de la presencia de un tipo de arcilla activa independientemente del porcentaje, es un factor determinante en la erosionabilidad del suelo.

Erosión Diferencial

La susceptibilidad de un perfil de suelo a ser erosionado varía de un material a otro y se presentan fenómenos de erosión en gradas, como el descrito por Ekboka y Okpoko en Nigeria (1984). La erosión es diferencial de acuerdo a la mezcla y el estado de meteorización de los materiales residuales.

En las corrientes de agua ocurren mecanismos similares, los cuales conducen además de la formación de gradas o cascadas, a la ocurrencia de pendientes del fondo del cauce diferentes en cada material.

Se ha comprobado que cada material, para unas determinadas condiciones hidráulicas y ambientales, posee una pendiente de equilibrio a la cual no sufre procesos de profundización del cauce por erosión. Este fenómeno tiene relación con la fuerza hidráulica de las corrientes de agua, en razón de que los diferentes grados de resistencia a la erosión se equilibran con la capacidad erosiva hidráulica de una corriente.

Erosión por gotas de lluvia

La erosión por golpeo de la lluvia (Splash erosion) ocurre por el impacto de las gotas de agua sobre una superficie desprotegida, el cual produce el desprendimiento y remoción de capas delgadas de suelo. El tamaño de las partículas de lluvia varía de 0.5 a 5 m.m. de diámetro, de acuerdo a la intensidad de la lluvia. La velocidad de las gotas varía de 3 a 10 metros por segundo.

Al caer una gota de lluvia levanta partículas de suelo y las reparte en un área de aproximadamente un metro cuadrado. En un suelo sin protección vegetal, en áreas de montaña tropical, se calculan hasta cincuenta metros cúbicos de suelo removido por hectárea, en una lluvia fuerte de una hora de duración.

Erosión en Surcos

La acción de golpeo de la lluvia y el flujo de agua generado en la dirección principal de la pendiente, forma inicialmente microsurcos de erosión (rills) y a medida que la longitud de flujo es mayor, los surcos se hacen más profundos y de menor densidad por una unidad de área. Los surcos paralelos forman una red de drenaje en la cual los surcos más profundos rompen la divisoria de los surcos más pequeños, llevando el agua al punto más bajo. La capacidad erosiva de los surcos es tal, que si la cobertura vegetal y de raíces no es muy fuerte, puede romper la vegetación, y los surcos en ocasiones pasan por debajo de las raíces.

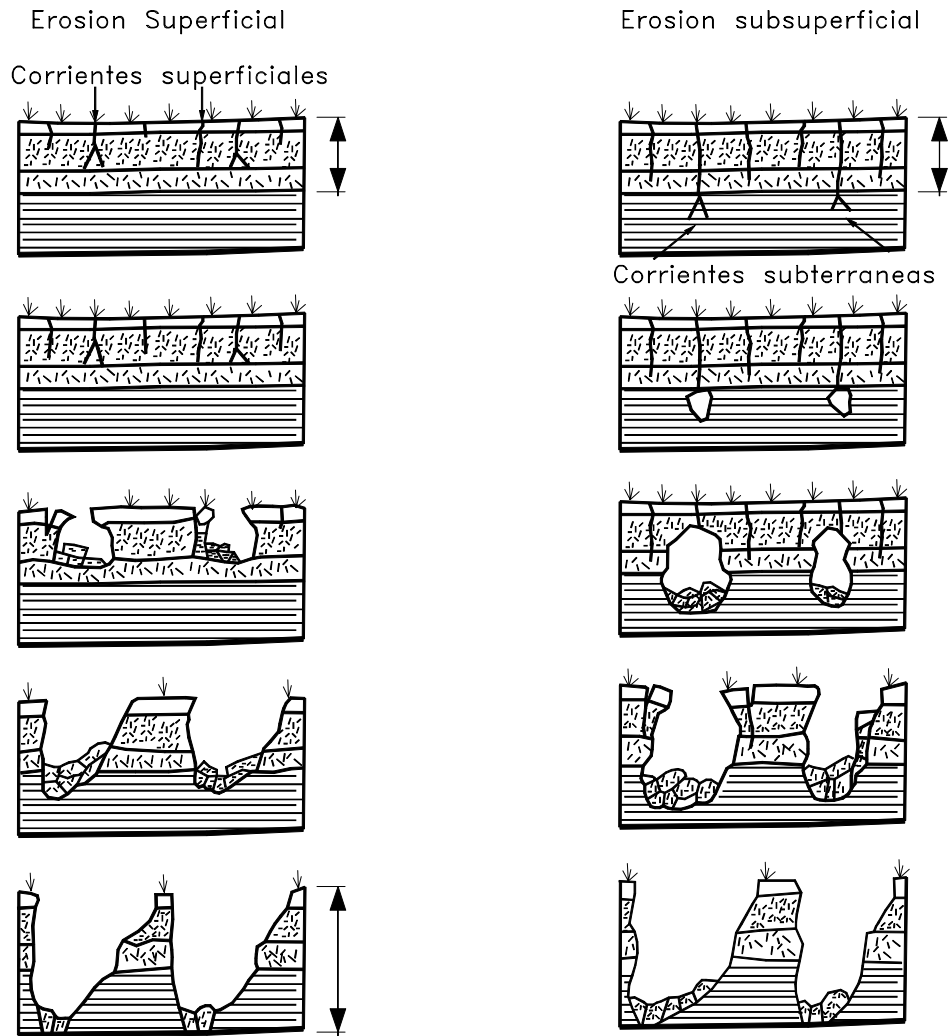


Figura 7.29 Esquema de la formación de surcos de erosión.

Erosión en cárcavas

Al profundizarse y ampliarse los surcos de erosión se convierten en cárcavas, las cuales ya no pueden ser eliminadas con prácticas agrícolas. En este proceso una cárcava con cauce en V captura a las vecinas y va transformando su sección de una V ampliada a U. Existen dos tipos de cárcava:

a) "Cárcavas Continuas"

No tiene cabeza con escarpe vertical importante. Esto ocurre en suelos granulares o cohesivos al deteriorarse la cobertura vegetal por acción de los surcos de erosión.

b) “Cárcavas con escarpe vertical superior”

Ocurren generalmente, en suelos cohesivos o con coberturas densas de raíces, son retrogresivas con avance y fallas de los taludes resultantes por esfuerzo al corte o volteo. En ocasiones se agrava el proceso por afloramiento de agua subterránea en el pie del escarpe formado.

Inicialmente la cárcava se profundiza hasta lograr una pendiente de equilibrio por razones geológicas o propias del proceso erosivo y luego inicia un proceso de avance lateral y hacia arriba mediante la ocurrencia de deslizamientos y se forma una microcuenca de erosión.

Profundización de los cauces

La mayoría de las corrientes de montaña intermedias se encuentran en equilibrio dinámico, la cual según Maza (1993) se presenta en ríos o cañadas con un canal único por el cual fluye toda la descarga y ocurre transporte de sedimentos.

En el momento de una avenida se produce un fenómeno de socavación general que equivale a la remoción momentánea de sedimentos del fondo del cauce, los cuales son transportados río abajo. En este mismo proceso al disminuir la descarga se produce la sedimentación de materiales que el río trae de los sectores aguas arriba, con un resultado de equilibrio en el cual los sedimentos transportados por socavación son restablecidos por el proceso de sedimentación y la sección general del río no sufre cambios importantes. Aunque su sección transversal puede variar, permanece prácticamente igual cuando se le mide en la misma época año tras año.

Factores de desequilibrio

Los cauces de las corrientes son estables mientras no se modifique su cauce ni se realice extracción de materiales o cambien las condiciones hidráulicas de la corriente o hidrológicas de la cuenca.

Los factores más importantes de desequilibrio son:

- La extracción de materiales del fondo del cauce.
- La modificación de la topografía de la corriente.
- La Construcción de estructuras dentro del cauce.
- La deforestación de la cuenca.

Los efectos erosivos relacionados con la explotación de materiales del cauce en corrientes de alta montaña se pueden resumir en la siguiente forma:

a. Aguas Abajo del sitio

Disminuye la sedimentación produciéndose una profundización de la sección del cauce. Este proceso es debido a que la corriente posee menos sedimentos para depositar.

De acuerdo con Kumar y Soni (1989) al disminuirse la oferta de sedimentos se produce una degradación del canal de la corriente, modificándose algunos parámetros hidráulicos. La escasez de los sedimentos de grava y arena para reemplazar los removidos por el proceso normal de socavación del cauce produce cambios en la gradación del lecho, predominando los tamaños grandes, lo cual produce una armadura de protección (Armour) mediante la cual el cauce trata de autoprotgerse contra la erosión. Sinembargo en las avenidas multianuales se puede producir la socavación de

esta armadura de sobretamaños, generándose una profundización permanente de la corriente.

b. Aguas arriba del sitio

Al profundizarse el cauce por acción humana o por efectos de desequilibrios geológicos o hidráulicos, la pendiente promedio longitudinal del cauce se hace mayor, aumentándose las velocidades y el poder de socavación. Igualmente se profundiza el cauce en el nivel de aguas mínimas. Al mismo tiempo la excavación de materiales genera una grada o cambio brusco de pendiente, y el río trata de alcanzar una nueva pendiente de equilibrio, disminuyéndose con el tiempo la profundización del cauce en las áreas cercanas a la explotación pero generando procesos de profundización a distancias grandes aguas arriba. Este proceso puede durar varios años y adicionalmente los procesos de erosión pueden modificar las características de los sedimentos (Maza - 1989), lo cual puede producir factores adicionales de desequilibrio.

La profundización del cauce aumenta la altura de los taludes semiverticales de los bordes o riberas generándose esfuerzos en las masas de suelo, los cuales pueden producir deslizamientos. El material de las riberas es generalmente, más variable que el del lecho y en muchos casos posee cohesión importante y por esta razón es difícil de predecir su comportamiento al producirse la profundización del cauce.

La deforestación

La tala y quema indiscriminada de los bosques tropicales ha producido efectos catastróficos de erosión masiva y generalizada que afecta grandes áreas, tanto en la zona de montaña propiamente dicha, como en las áreas intermedias de las corrientes.

Los bosques cumplen una función reguladora del ciclo hidrológico. Las gotas de lluvia son retenidas por el follaje y son soltadas poco a poco, demorando la acumulación de agua disponible de escorrentía. Un bosque denso retrasa varias horas la ocurrencia de las avenidas y hace que la intensidad de estas sea menor. Al deforestar se elimina la regulación y el efecto de la lluvia sobre las avenidas de las corrientes es inmediato, produciendo avenidas más rápidamente y estas son de mayor intensidad. El efecto es una mayor rata de erosión del fondo y las riberas de las corrientes.

Erosión Lateral en un Cauce

La erosión de la ribera se puede producir de tres formas:

- Remoción de partículas por acción de la corriente.
- Fallas secuenciales de segmentos pequeños de material.
- Fallas de masas individuales grandes de suelo.

Osman (1988) describe un mecanismo de falla en el cual se generan esfuerzos de cortante a lo largo de unas superficies, de acuerdo a las teorías de equilibrio límite de la mecánica de suelos y define una profundización crítica que puede producir un deslizamiento. La erosión de la ribera ocurre tanto en los tramos rectos como en los tramos curvos y este efecto se extiende a las corrientes tributarias aguas arriba del sitio de la explotación de materiales. El volumen total de material erosionado depende de la longitud de la corriente, su forma, pendiente y características geotécnicas del lecho y de los taludes de las riberas. En las corrientes que tienen grandes longitudes, la

profundización del cauce puede producir decenas de millones de metros cúbicos de erosión en las riberas (Prezedwojski -1995).

Erosión por Exfiltración del Agua Subterránea

Cuando el agua subterránea aflora a la superficie del terreno puede producir el desprendimiento de las partículas de suelo generando cárcavas. Cuando en el avance de una cárcava de erosión subsuperficial ésta captura un contacto con afloramiento de agua subterránea éste contacto trata de ampliarse (figura 7.30) en un proceso de deslizamientos laterales progresivos.

Se presentan dos casos diferentes:

- a) En formaciones sedimentarias y aluviales sobre los planos de estratificación.
- b) En suelos residuales sobre las superficies de cambio de meteorización.

Los procesos de erosión son similares en suelos de origen sedimentario o residual. Estos procesos de erosión pueden ser activados en épocas de lluvia por el agua infiltrada, la cual produce corrientes de agua subterránea no permanente en los mantos de suelo de mayor permeabilidad.

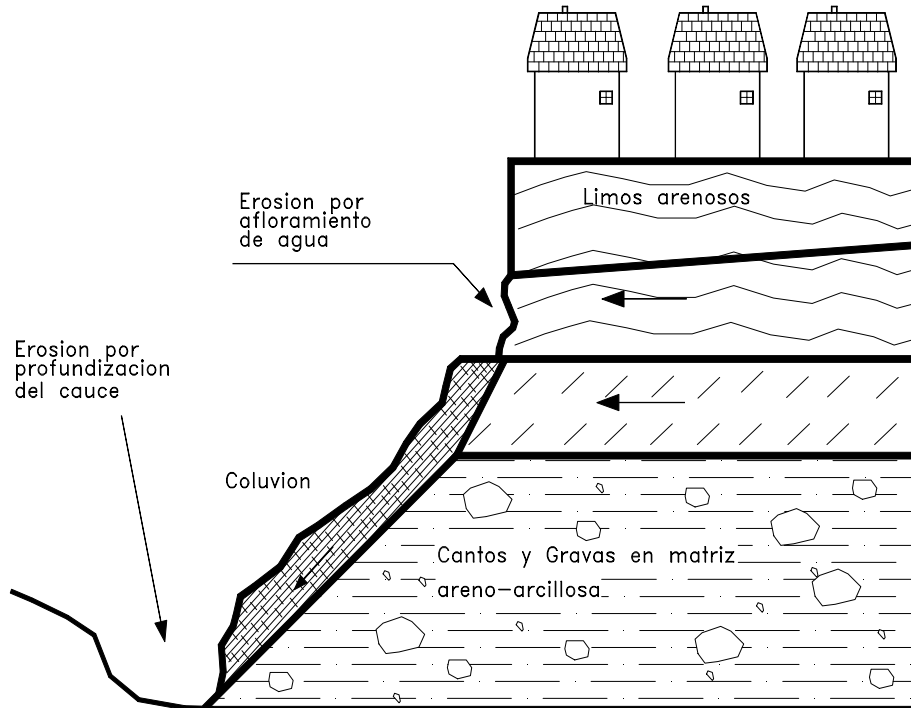


Figura 7.30 Erosión por afloramiento de agua subterránea.

REFERENCIAS

- Abramson L.W., Lee T.S., Sharma S., Boyce G.M. (1996). "Slope stability and stabilization methods. John Wiley and Sons, New York, 629 p.
- Alonso E., Gens A., Lloret A., Delahaye C. (1995) "Effect of rain infiltration on the stability of slope", Proceedings of the first international conference on unsaturated soils, Paris, PP. 241-249.
- André J.E. (1961). "Journal of Geophysical research. , Variation of soil erodibility with geology". Vol 66, No 10 Octubre 1961.
- Bell D.H. (1981). "Dispersive loessial soils of the port hills, Christchurch". Geomechanics in urban planning - New Zealand Geomechanics Society.
- Bilz, P. (1995) "Slope stability in partially saturated sandy soils". Proceedings of the first international conference on unsaturated soils. Paris, pp.257-264.
- Blyth F.G.H., De Freitas M.H. (1984) "A geology for engineering", Edward Arnold, Londres, pp 213-224.
- Blyth F.G.H., De Freitas M.H. (1984). "A geology for engineers", Edward Arnold Londres, p.p. 213 - 224.
- Bouwer, H. (1964) "Unsaturated flow in ground-water hydraulics". Journal of the Hydraulics Division, ASCE 90 (HY5), pp. 121-144.
- Brawner C.D. (1972). "Stability studies of football slope in layered coul deposit". Stability of rock slopes thirteenth symposium on rock mechanics, Urbana Illinois, pp 329 - 366.
- Forero A. (1990). "Estabilización del talud del Barrio Nariño". Bucaramanga.
- Freundlund, D.G. (1995), "The scope of unsaturated soil mechanics: An overview" Proceedings of the first international conference on unsaturated soils, París pp. 1155-1177.
- Fry J.J., - Charles J.A., Penman A.D.M. (1995) "Dams, embankments and slopes" Proceedings of the first international conference on unsaturated soils. París, pp. 1391-1419.
- Geotechnical Control Office, (1984) " Prediction of Soil Suction for Slopes in Hong Kong" 243p.
- Gómez S. (1992) "Metodologías para la Predicción de Movimientos de Masa Asociados con lluvias en Medios Tropicales" VII Jornadas Geotécnicas. Sociedad Colombiana de Ingenieros. Santafé de Bogotá.
- Gómez S. (1992) "Metodologías para la Predicción de Movimientos de Masa Asociados con lluvias en Medios Tropicales" VII Jornadas Geotécnicas. Sociedad Colombiana de Ingenieros. Santafé de Bogotá.
- Hermelin M.(1977) "Aspectos geomorfológicos de la escarpa de la Meseta de Bucaramanga" Primera conferencia regional de Geotecnia del Oriente Colombiano. Bucaramanga.
- Hydroestudios (1968) "Estudio de factibilidad para el control de la erosión en la meseta de Bucaramanga".
- Hock E., Bray J.W. (1977). "Rock slope engineering institution of mining and metallurg", Londres.
- Jarrett R. D. (1984) "Hidraulics of high gradient Streams". ASCE Journal of Hydraulic Engineering. Vol 110 No. 11 pp. 1519-1539.
- Kumar N. - Soni J.P. (1989) "Evaluation of Friction Factor in Aggrading and Degrading Alluvial Channels " Third International Workshop on Alluvial River Problems, University of Roorkee , India, pp 73-80.
- Larsen, M. C., a Simon, A., (1992), "A rainfall intensity-duration threshold for landslides in a humid-tropical environment", Puerto Rico [abs] Geological Society of America: Abstracts with programs, vol. 24, no. 7, p. A234.
- Lee T.S. (1996). "Groundwater conditions". Slope stability and stabilization methods. Wiley interscience, pp.107-169
- Maza J. A. (1993) "Introduction to River Engineering" Advanced Course on Water Resources Management, Perugia, Italia.
- Maza J.A. - Garcia M. (1989) "Manual de Ingeniería de Ríos "Secretaría de Agricultura y Recursos hidráulicos, Mexico.
- Morgenstern N.R., Sangrey D.A. (1978) "Methods of stability analysis", Landslides analysis and control, Special report 176, Washigton.
- Niño A. Vargas G. (1992) "Geología y Geotecnia de la escarpa Noroccidental de la Meseta de Bucaramanga " Universidad Industrial de Santander.
- Oodgard A.J. (1989) "River Meander Model. I : Development. " Journal of Hydraulic Engineering ASCE 115, No.11 pp 1433-1450.
- Osman A. M. (1988) "Riverbank Stability Analysis theory" ASCE Journal of Hydraulic Engineering , Vol 114, No.2, pp. 134-150.
- Piteaw D.R. (1975). "Geological factors significant to the stability of slopes cut in rock". Planning of open pit mines.
- Przedwojski B. - Blazejewski R. - Pilarczyk K.W. (1995) "River Training Techniques" AA. Balkema - Rotterdam, 625 p.
- Rico A., Del Castillo H. (1977). "La Ingeniería de suelos en las vías terrestres". Limusa, Méjico..

- Ridley, A.M., Wray W.K. (1995) "Suction measurement: A review of current theory and practices" Proceedings of the first international conference of unsaturated soils, París, pp. 1293-1322.
- Sherard J.L. (1976)., "Identification and nature of dispersive soils", ASCE Journal of the geotechnical division.
- Suárez J. (1993) "Manual de Ingeniería para el Control de Erosión". Universidad Industrial de Santander 318 p.
- Suárez J. (1992) "Manual de Ingeniería para el control de erosión" Universidad Industrial de Santander Bucaramanga- Colombia.
- Transport and Road Research Laboratory - United Kingdom (1992) "A Design Manual For Small Bridges " Overseas Roas Note 9 . 224 p.
- U.S. Army Corps of Engineers (1981). "Final Report to Congress". The Streambank Erosion Control Evaluation and Demonstration act of 1974.
- Vieweg, J. (1991) "Beitrag zur Zeitabhängigkeit der Grobe der Kohasion nichtindiger Lockergesteine." Dissertation TU Dresden, Fak. Bau-. Wasser-u. Forstwesen.

8 Vegetación y Bioingeniería

8.1.1 INTRODUCCION

El efecto de la vegetación sobre la estabilidad de los taludes ha sido muy debatida en los últimos años; el estado del arte actual deja muchas dudas e inquietudes y la cuantificación de los efectos de estabilización de las plantas sobre el suelo, no ha tenido una explicación universalmente aceptada. Sin embargo la experiencia ha demostrado el efecto positivo de la vegetación, para evitar problemas de erosión, reptación y fallas subsuperficiales.

Ter-Stepanian(1963) reportó que las tasas de soliflucción en Noruega eran menores en taludes saturados donde existe arborización completa.

Gray (1974) observó que la disminución en las tasas de creptación puede obedecer al efecto de los árboles sobre la humedad superficial y al cambio de la estructura del suelo por acción de las raíces.

En Colombia en suelos residuales arcillosos se han observado procesos nuevos de reptación después de la quema de bosques en áreas de alta pendiente. Los procesos de deforestación en suelos residuales tropicales han activado procesos de creptación subsuperficial de áreas muy grandes; sin embargo, no se ha encontrado evidencia de fallas profundas activadas por procesos de deforestación e incluso se han reportado casos de fallas catastróficas con múltiples deslizamientos, debidos a fenómenos sísmicos en áreas de bosques primarios densos, con raíces relativamente profundas con suelos saturados, en altas pendientes .

Para poder analizar los fenómenos del efecto de la vegetación sobre el suelo se requiere investigar las características específicas de la vegetación, en el ambiente natural que se esté estudiando.

Entre los factores importantes se sugiere analizar los siguientes: Volumen y densidad de follaje, tamaño, ángulo de inclinación y aspereza de las hojas, altura total de la cobertura vegetal, presencia de varias capas diferentes de cobertura vegetal, tipo, forma, profundidad, diámetro, densidad, cubrimiento y resistencia del sistema de raíces.

El tipo de vegetación, tanto en el talud como en el área arriba del talud es un parámetro importante para su estabilidad. La vegetación cumple dos funciones principales. En primer lugar tiende a determinar el contenido de agua en la superficie y, además, da consistencia por el entramado mecánico de sus raíces.

Como controlador de infiltraciones tiene un efecto directo sobre el régimen de aguas subterráneas y actúa posteriormente como secador del suelo, al tomar el agua que requiere para vivir.

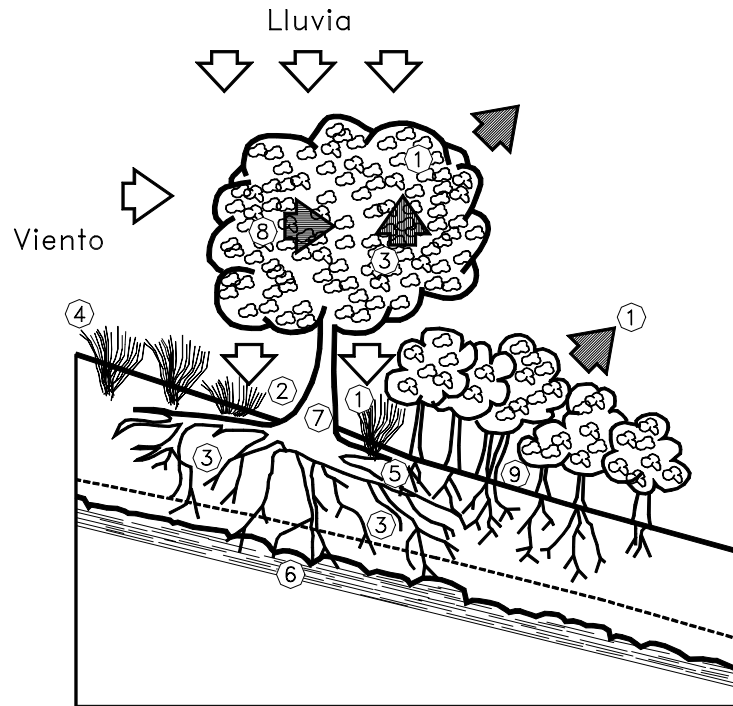


Figura 8.1 Efectos de la vegetación sobre la estabilidad de una ladera.

Factores:

1. Intercepta la lluvia.
2. Aumenta la capacidad de infiltración.
3. Extrae la humedad del suelo.
4. Grietas por desecación.
5. Raíces refuerzan el suelo, aumentando resistencia al cortante.
6. Anclan el suelo superficial a mantos más profundos.
7. Aumentan el peso sobre el talud.
8. Transmiten al suelo fuerza del viento.
9. Retienen las partículas del suelo disminuyendo susceptibilidad a la erosión.

La deforestación puede afectar la estabilidad de un talud de varias formas:

- a. Disminuyen las tensiones capilares de la humedad superficial.
- b. Se elimina el factor de refuerzo de las raíces.
- c. Se facilita la infiltración masiva de agua.

De acuerdo con un estudio realizado por Hudec y Wharton(1993) en Trinidad, el 64.9% de los deslizamientos analizados están relacionados con alteraciones arriba de la corona, de los cuales el 38.3 % corresponde a áreas de cultivos y el 35.1 % a deforestación.

La quema de la vegetación aumenta la inestabilidad de los taludes, especialmente si esto ocurre en áreas de coluviones en los cuales la vegetación ejerce un papel preponderante en la estabilidad, especialmente por la eliminación del refuerzo de las raíces y por la exposición a la erosión acelerada.

8.2 CARACTERISTICAS DE LAS PLANTAS Y DEL SUELO FERTIL

Las diferentes partes de una planta cumplen funciones específicas desde el punto de manejo geotécnico.

Tabla 8.1 Componentes de la planta y sus funciones

Parte de la planta	Función
Raíz	Anclaje, absorción, conducción y acumulación de líquidos.
Tallo	Soporte, conducción y producción de nuevos tejidos.
Hojas	Fotosíntesis, transpiración

Las raíces cumplen una función muy importante de absorción. Grandes cantidades de agua son absorbidas por las plantas junto con minerales y productos que la planta requiere para su alimentación. Los principales factores que determinan el desarrollo de las raíces son:

- a. Disponibilidad de nutrientes en el suelo.
- b. Disponibilidad de oxígeno.
- c. Contenido de Humedad.
- d. Succión o presión osmótica.
- e. Temperatura del suelo.
- f. Niveles de toxinas y elementos patogénicos.
- g. Sistema de poros.

De los anteriores elementos, el más importante es posiblemente la disponibilidad de oxígeno en el suelo.

El tronco soporta los órganos fotosintéticos y reproductivos, especialmente las hojas. La estructura de la hoja muestra dos partes: superior e inferior, que cumple un objetivo muy importante para la vida de la planta.

La habilidad de un suelo para sostener el crecimiento de las plantas depende de su habilidad para proveer nutrientes, agua y oxígeno. Físicamente un suelo mineral es una mezcla de partículas inorgánicas, materiales orgánicos, aire y agua. Las propiedades químicas del suelo le dan a este la habilidad de crear ambientes que faciliten el crecimiento de la vegetación. La fertilidad depende de la disponibilidad de nutrientes y estos de los microorganismos que continuamente están trabajando para transformar los materiales orgánicos. Los materiales orgánicos representan entre 3 y 5% del peso de un suelo orgánico típico.

Las condiciones de acidez o PH del suelo son un factor determinante para el crecimiento de muchas especies vegetales.

8.3 EFECTOS HIDROLOGICOS DE LA VEGETACION

La vegetación afecta las condiciones hidrológicas de un talud de varias formas:

1. Intercepción de la lluvia

De acuerdo con Styczen y Morgan-1996, la lluvia se divide en dos partes, la lluvia que cae directamente sobre el suelo y la lluvia que es interceptada por el follaje de la vegetación.

Lluvia Interceptada = Lluvia x % área Follaje.

Según Gregory y Walling (1973), dependiendo de la intensidad de la lluvia y del cubrimiento y tipo de vegetación en un bosque tropical, puede interceptarse hasta un 60% del total de la lluvia anual.

Parte de la lluvia interceptada es retenida y evaporada y parte alcanza finalmente, la tierra por goteo o por flujo sobre las hojas y troncos. Es importante determinar el tiempo entre la lluvia y el goteo para analizar el efecto hidrológico de cada tipo de vegetación.

2. Retención de agua

La retención de agua en el follaje demora o modifica el ciclo hidrológico en el momento de una lluvia. Este fenómeno disminuye la rata de agua de escorrentía disminuyendo su poder erosivo, pero puede aumentar la rata de infiltración. La retención de agua en el follaje depende del tipo de vegetación, sus características y la intensidad de la lluvia.

Los árboles de mayor volumen o densidad de follaje, demoran más el ciclo hidrológico en razón de que retienen por mayor tiempo las gotas de lluvia.

En el caso de lluvias muy intensas la retención de agua es mínima, pero en el caso de lluvias moderadas a ligeras, la retención puede ser hasta de un 30%, dependiendo de las características de la vegetación.

Rice y Krames (1970) sugirieron que el clima determina el efecto relativo de la vegetación para prevenir deslizamientos en los climas en los cuales la precipitación es muy grande, el efecto de la cobertura vegetal sobre la estabilidad es mínimo y en áreas de clima árido la cobertura vegetal puede afectar en forma significativa la ocurrencia de deslizamientos.

3. Acumulación de agua

Parte del agua retenida es acumulada en el follaje para luego ser evaporada. Algunas especies vegetales como el Maíz poseen espacios importantes para almacenamiento de agua.

Existe experiencia con especies vegetales, la cual permite determinar el volumen total de agua acumulada, teniendo en cuenta la densidad de área total y el volumen del follaje.

4. Goteo o flujo por el follaje

El agua retenida no acumulada retorna a la tierra por goteo o flujo, por el follaje. La rapidez de flujo depende de la aspereza de las superficies de las hojas y tronco y los diámetros y ángulos de las hojas con la vertical.

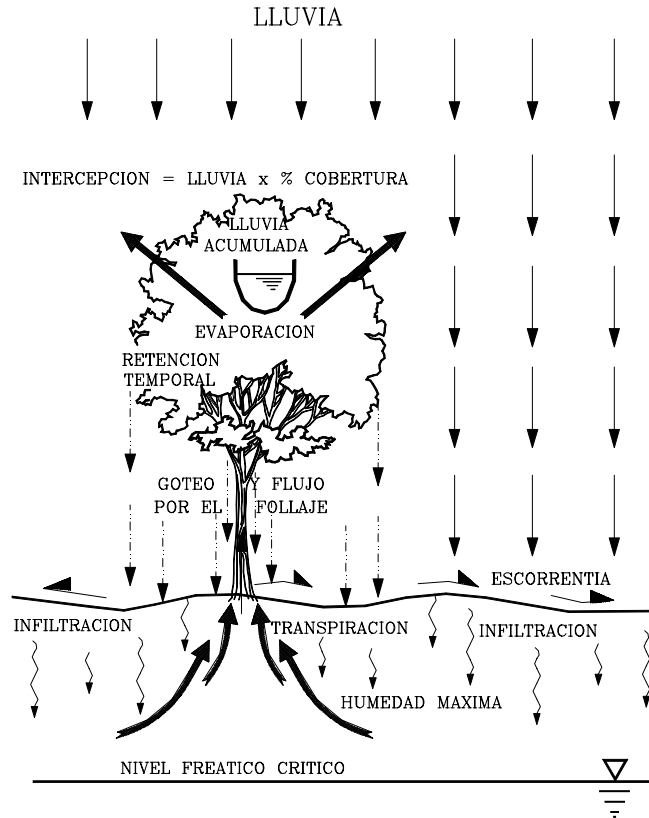


Figura 8.2 Esquema del efecto de la vegetación sobre el modelo hidrológico subsuperficial.

5. Evapotranspiración

La evapotranspiración es un efecto combinado de evaporación y transpiración.

Su efecto es una disminución de la humedad en el suelo. Cada tipo de vegetación en un determinado tipo de suelo, tiene un determinado potencial de evapotranspiración y se obtiene generalmente, una humedad de equilibrio dependiendo en la disponibilidad de agua lluvia y nivel freático.

Greenway (1987) reporta que la capacidad de una planta para consumir humedad del suelo depende del tipo y tamaño de la especie, clima, factores ambientales y características del suelo.

Schiechtel (1980) estima capacidades de evapotranspiración hasta de un metro cúbico por metro cuadrado por año, en bosques primarios en Europa, y Greenway (1987) reporta evapotranspiraciones de más de 100 milímetros por mes, en Hong Kong.

En climas tropicales los volúmenes de evapotranspiración son generalmente, mayores que en zonas con estaciones.

La evapotranspiración puede medirse utilizando la relación entre la evapotranspiración de la superficie cubierta por plantas y la de un cuerpo de agua expuesto (E_t/E_o). Los valores de E_t/E_o dependen de las condiciones ambientales y de la variedad de planta, de

acuerdo a la tabla. Estos valores corresponden al potencial de evapotranspiración en el momento en que la humedad del suelo es alta. A medida que disminuye la humedad del suelo, la evapotranspiración disminuye.

Tabla 8.2 Valores de E_t/E_o para diversas coberturas vegetales

Especie vegetal	relación E_t/E_o
Eucalipto	1.5
Arroz	1.35
Palma de aceite	1.2
Cacao	1.0
Bosques	0.9
Ficus	0.9
Pastos	0.8
Papa	0.7
Caña de azúcar	0.73
Banano o plátano	0.70
Maíz	0.67
Algodón	0.63
Café	0.5

La evapotranspiración profundiza los niveles de aguas freáticas y al mismo tiempo puede producir asentamientos de suelos arcillosos blandos y agrietamientos por desecación.

El área de influencia depende de la extensión y profundidad del sistema radicular. Durante un día soleado un Eucalipto puede extraer del suelo hasta 500 litros de agua y un pasto hasta un litro por metro cuadrado (Williams y Pidgeon - 1983). Los árboles espaciados cercanamente y las hierbas extraen más agua que los pastos.

La clave desde el punto de vista de ingeniería es determinar la humedad máxima y el nivel freático crítico para un talud determinado, teniendo en cuenta el efecto de la vegetación. El balance de la infiltración y la evapotranspiración produce una determinada humedad, la cual debe compararse con la humedad requerida para saturación. Debe tenerse en cuenta que en un suelo al saturarse se disminuyen las fuerzas de succión o presiones negativas de agua de poros, las cuales ayudan a la estabilidad. En ocasiones la vegetación produce un efecto de mantener la humedad por debajo del límite de saturación mejorando la estabilidad de las laderas.

8.4 CONTROL DE EROSION

El efecto más importante de la vegetación, universalmente aceptado, es la protección contra la erosión en todos los casos y con todo tipo de vegetación.

Barker y otros (1994) reportan ratas de erosión de 12 toneladas de suelo por hectárea en Malasia, en el primer año, después de cortado un bosque tropical. Las ratas de erosión aumentan con el tiempo, a medida que las raíces se descomponen.

La vegetación con mayor densidad de follaje amortigua más eficientemente el golpe de la lluvia y disminuye la erosión. En hierbas y pastos la densidad y volumen del follaje actúan como un colchón protector contra los efectos erosivos del agua de escorrentía.

En lo referente a control de erosión se ha encontrado que donde hay árboles altos la erosión es menor que en el caso de arbustos. Además, se ha encontrado que las hierbas o maleza protegen generalmente mejor contra la erosión que los pastos. Resultados similares son reportados por Nordin (1994) en Malasia, concluyendo que la mejor protección contra la erosión y los deslizamientos, se obtiene estableciendo conjuntamente todos los sistemas de vegetación, incluyendo los musgos y demás variedades. No hay mejor evidencia que mirar la naturaleza y observar como se conserva y protege ella misma.

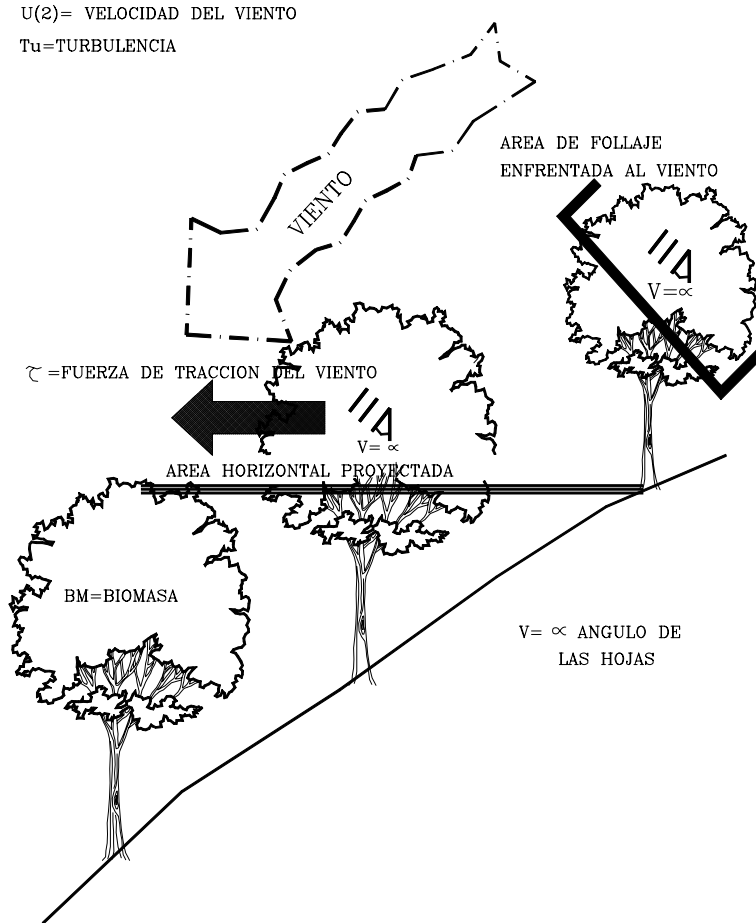


Figura 8.3 Esquema de la fuerza de tracción del viento

8.5 SOBRECARGA Y FUERZAS DEL VIENTO

La sobrecarga debida al peso propio de la vegetación generalmente, no representa una carga importante pero las fuerzas del viento son significativas. La fuerza del viento puede calcularse utilizando una simplificación de la ecuación de Navier-Stokes (Styczen y Morgan -1996).

$$\tau = \frac{1}{2} \rho_a \mu (z)^2 CD$$

Donde:

τ = Fuerza de tracción por unidad de área horizontal de la vegetación.

CD = Coeficiente de tracción

$$\text{Log CD} = -1.648 - 1.406 \log u - 378.4 PA + 0.00466 H + 0.01045 V$$

Para $TU > 0.2$

(R = 0.839; n = 159),

$$\log CD = -0.139 + 0.316 \log u - 369.1 PA + 0.116 BM - 1.757 TU$$

Para $TU \leq 0.2$

(R = 0.727; n = 130),

Donde:

u = Velocidad del aire

PA = Area proyectada del follaje enfrentado el viento (m^2).

H = Angulo promedio de las hojas con la vertical en la dirección del viento.

V = Angulo promedio de las hojas con la vertical en la dirección contra el viento.

BM = Biomasa (Kg/m^2)

TU = Turbulencia.

Otros efectos Negativos

En ocasiones la vegetación puede traer efectos negativos como es la apertura de grietas en los macizos rocosos. Algunas plantas favorecen el mantenimiento de la humedad en el suelo como es el caso de las plantaciones de Banano (Tsutiya y otros -1991).

El sistema de siembra a lo largo de las líneas de nivel, como es costumbre en las zonas cafeteras de Colombia, favorece la infiltración del agua de escorrentía, minimizando el transporte de suelo por erosión pero facilitando la formación de niveles freáticos altos y de grandes deslizamientos.

La mayor parte de los deslizamientos que han ocurrido en las plantaciones de café en Colombia son atribuibles a la práctica de "Sembrar Atravesao", sin dejar salidas talud abajo, para el agua recogida por las líneas de cultivo.

Estudios revelan que en Colombia la ocurrencia de deslizamientos es mayor en áreas cultivadas que en los bosques naturales.

Debe tenerse en cuenta que cuando las lluvias son muy intensas y de larga duración, el efecto de la vegetación sobre el ciclo hidrológico es mínimo. El efecto sin embargo es muy importante en áreas con regimenes moderados de lluvias (Walker - Mohen- 1987).

8.6 CARACTERÍSTICAS DE LAS RAICES

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

La profundidad de las raíces generalmente, no supera los cinco metros en árboles grandes, dos metros en los arbustos y 30 centímetros en los pastos; Aunque se han reportado casos de raíces de árboles de más de 30 metros de profundidad (Macgregor-Macmanus-1992). La extensión lateral del sistema radicular generalmente, es mayor que su profundidad y en algunos casos superan los 50 metros de longitud.

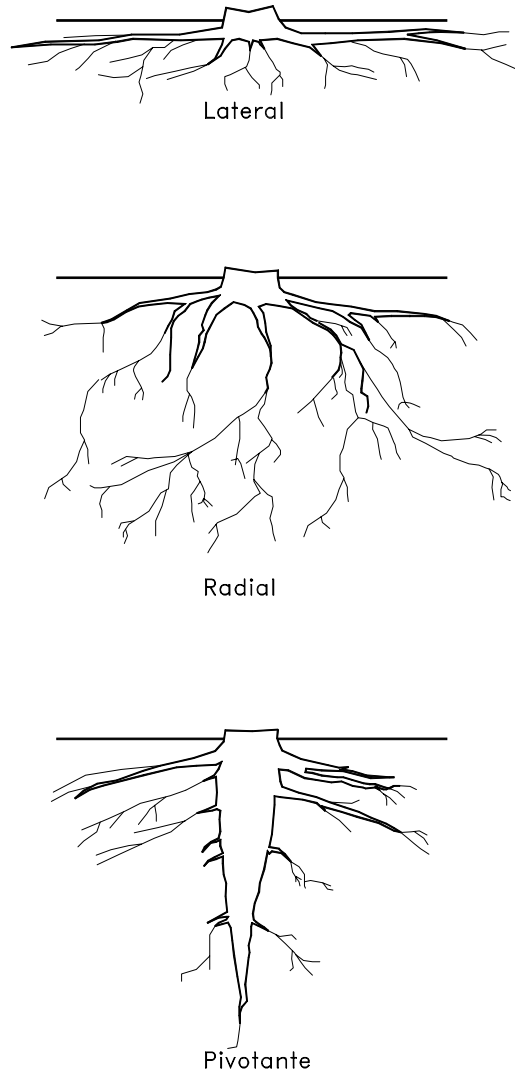


Figura 8.4 Tipos de Raíz

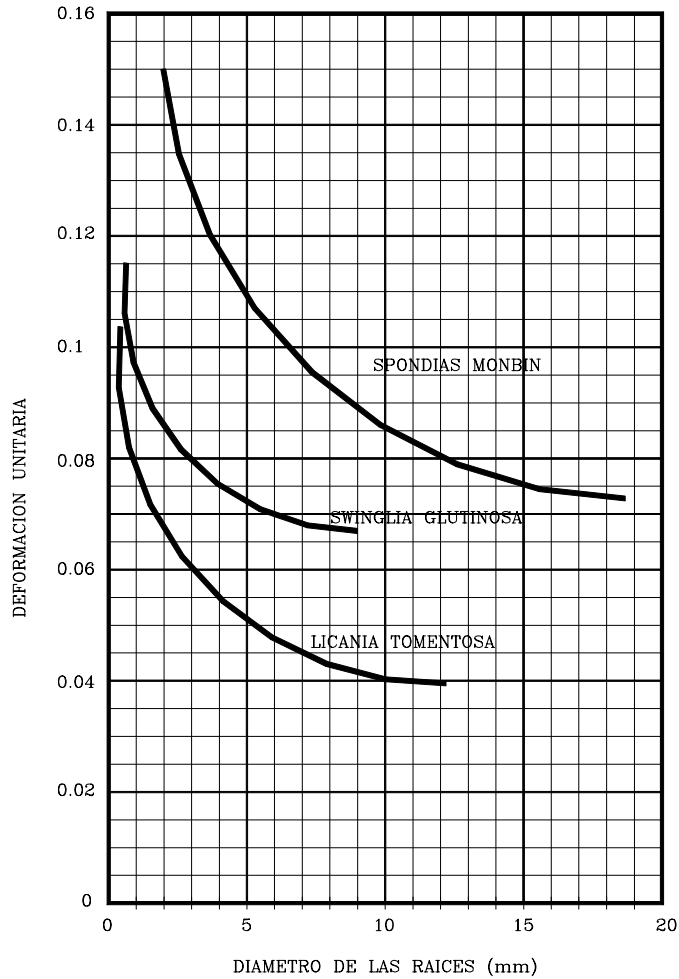


Figura 8.5 Deformación a la rotura de las raíces de algunas especies vegetales tropicales.

Algunas plantas (Greenway- 1987) poseen un sistema de raíz “extensivo”, en el cual las raíces alcanzan profundidades o extensiones grandes, mientras otras forman un sistema “intensivo” con raíces más cortas y finas. La forma de las raíces puede presentar tres esquemas diferentes así:

- a. Raíz de extensión lateral
- b. Raíz de extensión radial.
- c. Raíz pivotante.

Consiste en una raíz vertical profunda centrada con ramificaciones de raíces pequeñas. Generalmente las raíces pivotantes alcanzan profundidades mayores que las raíces laterales o radiales. Estas raíces son muy efectivas para la estabilización de deslizamientos poco profundos.

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

Otro factor que contribuye a la resistencia del sistema suelo- raíces es la densidad de raíces por volumen de suelo.

La longitud de las raíces y su profundidad deben evaluarse para determinar su efecto sobre la estabilidad de un talud. Watson y O'Loughlin (1990) midieron el tamaño de las raíces de un pino Monterrey de 25 años y encontraron que mientras la raíz se extendía lateralmente 10.4 metros, alcanzaba una profundidad máxima de solamente 3.10 metros y un promedio de 2.4 metros.

La experiencia del Autor muestra que en la mayoría de los casos, la extensión lateral de las raíces es mucho mayor que la profundidad, con excepción de las raíces pivotantes, las cuales a su vez no son muy profundas. En este orden de ideas, el anclaje de las raíces es principalmente paralelo a la superficie del terreno. Sin embargo, no debe desestimarse la penetración de las raíces en las fisuras de la roca, anclando el suelo superficial o el efecto de anclaje en los dos primeros metros de suelo.

Se ha encontrado que la longitud de las raíces es mayor cuando el árbol se encuentra en un suelo bien drenado granular que cuando se encuentra en un suelo arcilloso. Aparentemente, este efecto se debe a la necesidad que el árbol tiene de buscar agua, en el caso de que el drenaje sea bueno.

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

Otro factor muy importante es el número de raíces por unidad de área y su diámetro, el cual puede evaluarse como una relación de áreas raíz-suelo en un plano determinado de falla. Un sistema de recolección de información consiste en tomar muestras de suelo con raíces y por un sistema de tamizado separar las raíces de suelo y con la comparación de los volúmenes, determinar la relación raíz-suelo. Otro sistema podría consistir en dibujar en la pared de un apique, utilizando papel de acetato, las áreas de raíz y evaluar la relación.

Resistencia del sistema suelo - raíces

En la literatura se encuentran informes contradictorios, relacionados con el efecto de las raíces sobre la resistencia al cortante de los suelos; Mientras Gray (1974) observa que las raíces aumentan la resistencia al cortante por incremento de la cohesión aparente del suelo, reportando incrementos de resistencia hasta de 3 a 4 veces, Yagi y otros (1994) encontraron en pruebas de laboratorio que no existe prácticamente ninguna variación en el ángulo de fricción y la cohesión por la presencia de raíces o el aumento del porcentaje volumétrico de raíces en el suelo.

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

Las raíces de árboles y arbustos poseen un comportamiento a la tensión con un bajo módulo de elasticidad y según Gray y Ohashi (1983) no se rompen durante el proceso de

corte del suelo; Sin embargo, ensayos realizados con raíces en Colombia muestran deformaciones a rotura muy compatibles con el comportamiento al cortante de los suelos en la mayoría de las raíces ensayadas, especialmente en raíces con diámetro superior a 1 mm.

El porcentaje de deformación a la rotura disminuye al aumentar el diámetro en la mayoría de las especies ensayadas.

La resistencia promedio a la tensión de las raíces depende de las características y estructura de la planta y pueden variar desde 1300 p.s.i. hasta 7000 p.s.i. (Burroughs y Thomas, (1976), Gray (1978) y Turmanina (1965).

Las raíces de mayor diámetro dan generalmente, menores valores de resistencia a la tensión, en las mismas condiciones; Sin embargo al realizar pruebas con raíces de diferente árbol pero del mismo tipo o variedad, los resultados de resistencia a la tensión pueden variar hasta en un 500%, lo cual dificulta la asignación de una resistencia específica para elaborar un modelo matemático.

La relación entre la resistencia a la tensión de la raíz y su diámetro puede expresarse en la forma de una simple ecuación logarítmica:

$$T_r = nD^m$$

Donde:

T_r = Resistencia a la tensión de la raíz

D = Diámetro

n y m = Constantes empíricas que se deben determinar para cada especie de árbol.

La edad del árbol y sus condiciones ambientales (clima, humedad, suelo, etc.) producen un cambio importante en la resistencia a la tensión de las raíces. Suyama (1992) reporta que las raíces individuales aumentan su resistencia a medida que ellas son más largas. Los ensayos de resistencia a la tensión en raíces han sido difíciles, debido a que se tienen problemas con las mordazas en razón de que la piel de las raíces o las fibras exteriores tienden a deformarse, independientemente de las fibras interiores y las mordazas tienden a soltarse.

Tabla 8.3 Ensayos de resistencia a la tensión de algunas raíces de plantas tropicales

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

Para facilidad en el empleo de modelos sistematizados de análisis se utiliza la metodología siguiente:

- Se determina el espesor de la capa de suelo con raíces.
- Se hace un análisis de número de raíces por unidad de área, diámetros y resistencia y se obtiene la resistencia a la tensión de las raíces por unidad de área de suelo.
- Se realizan ensayos de tensión y de deformación de raíces para determinar que diámetros de raíces no se deben tener en cuenta en el análisis (de acuerdo a su % de deformación a rotura).
- Se calcula la fuerza a la tensión de las raíces por unidad de área de suelo.

$$fR = \sum a_r \times f_r$$

Donde:

a_r = Area neta de raíces (tomada de la relación de áreas raíz-suelo)

F_r = Resistencia a la tensión de la raíz (de acuerdo a la variedad vegetal).

e. La fuerza de tensión puede analizarse como una fuerza neta de anclaje horizontal o puede convertirse en cohesión aparente (C_r), adicionándose a la cohesión del suelo.

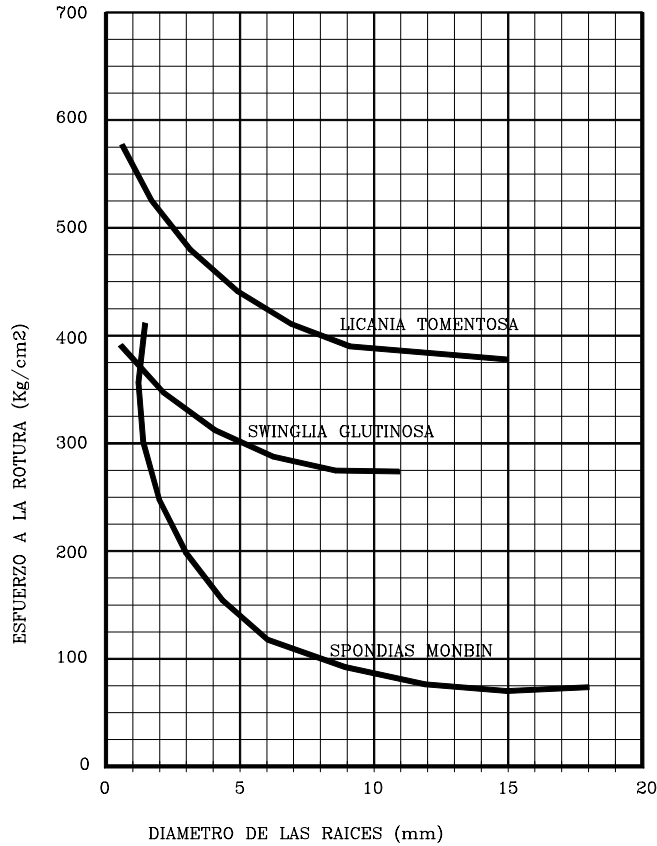


Figura 8.6 Resistencia a la tensión de las raíces de algunas especies vegetales tropicales.

Otro elemento importante es la resistencia de la raíz al arrancamiento. En pruebas de arrancamiento en campo, generalmente la raíz se rompe y no se deja arrancar y al observar fallas de arrancamiento por fuerza del viento, en la mayoría de los casos, el suelo es arrancado conjuntamente con la mayor parte del sistema radicular y la falla a rotura de las raíces ocurre sobre una superficie en la cual la densidad de raíces es menor y solo en raras ocasiones las raíces profundas son arrancadas.

8.7 ACCION DE REFUERZO DE LAS RAICES

Las raíces refuerzan la estructura del suelo y pueden actuar como anclajes en las discontinuidades. Sidle (1985) explica el efecto de las raíces sobre la resistencia del suelo en tres formas:

- a. Unir materiales de los suelos inestables a mantos más estables. Este efecto es más pronunciado donde la superficie crítica de falla se encuentra en la zona de raíces.
- b. Formar una red densa entretejida en los primeros 30 a 50 centímetros de suelo, y esta red forma una membrana lateral que tiende a reforzar la masa de suelo más superficial y sostenerla en el sitio.
- c. Las raíces individuales actúan como anclajes que estabilizan los arcos de suelo que se extienden a través del talud. Las raíces actúan como pilas de refuerzo

La resistencia a la tensión de las raíces puede ser hasta el 30% de la del acero, según Schiechl(1980) y pueden extenderse varios metros por debajo de la superficie del talud.

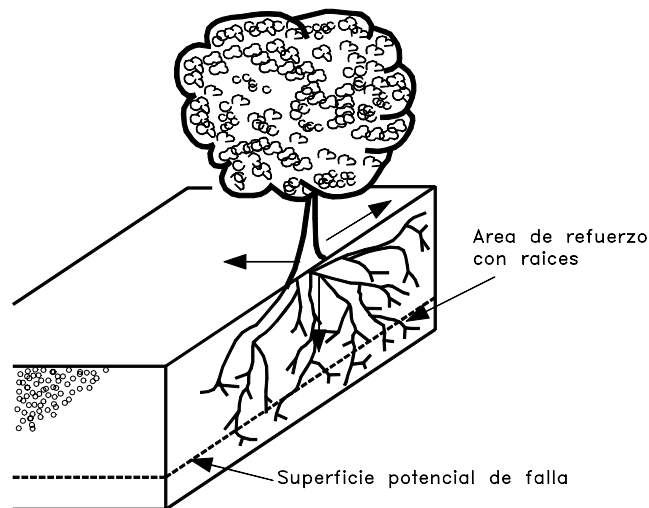


Figura 8.7 Refuerzo de superficie de falla por las raíces de los árboles.

Una clasificación del refuerzo de taludes con las raíces de los árboles fue propuesta por Tsukamoto and Kusakabe (1984).

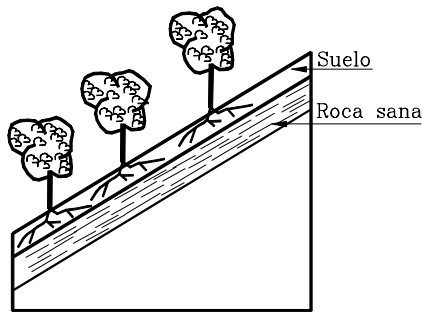
TIPO A: Taludes que poseen una capa muy delgada de suelo sobre roca masiva y sin defectos que permitan puntos de anclaje para las raíces y una superficie de falla potencial entre el suelo y la roca.

TIPO B: Una capa delgada de suelo sobre una roca con fracturas o defectos que permiten la entrada y anclaje de las raíces.

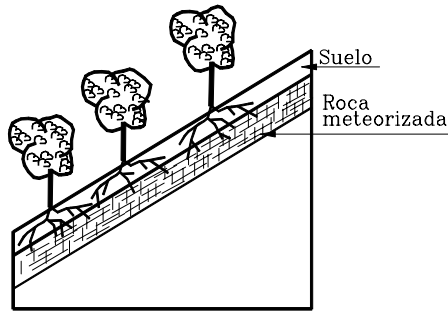
TIPO C: Varias capas de suelo y las raíces penetran normalmente las interfaces reforzando los contactos entre las diversas capas.

TIPO D: Taludes con una capa gruesa de suelo y raíces a profundidades superiores a las de las superficies potenciales de falla.

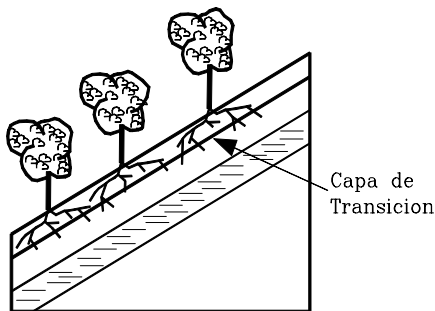
Tipo A
No hay anclaje.



Tipo B
Anclaje del suelo a la roca.



Tipo C
Anclaje entre capas de suelo



Tipo D
Falla por debajo de la
profundidad de las raíces.

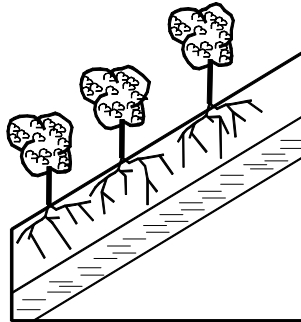


Figura 8.8 Tipos de anclaje de la superficie de falla por acción de las raíces (Tsukamoto y Kusakabe).

La profundidad de las raíces es un factor muy importante. La profundidad de refuerzo de las raíces de los pastos es de solo 20 centímetros comúnmente, pero algunas especies tienen profundidades que permiten el anclaje a mantos de roca relativamente profundos.

Se conoce de Eucaliptus con raíces hasta de 27 metros y raíces de bosque tropical hasta de 30 metros de profundidad, pero la mayoría de los árboles tienen raíces de profundidad hasta de tres metros (Greenway- 1987) y esta es la profundidad hasta la que puede confiarse un refuerzo con raíces.

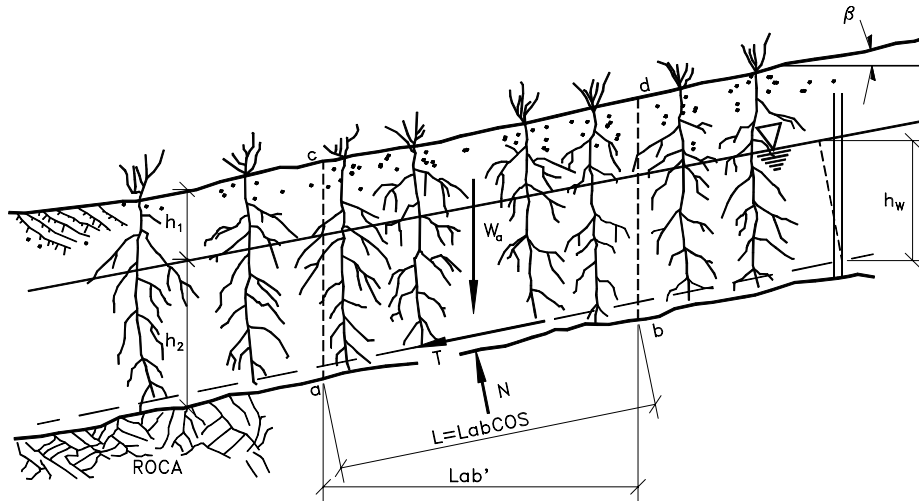


Figura 8.9 Fuerza de anclaje de arbustos y hierbas de raíz profunda (Bache y Mackaskill 1984).

Un factor importante de la estructura radicular es su efecto de unir los grupos de partículas, impidiendo la ocurrencia de pequeños deslizamientos. Ensayos realizados por Campos (1991) demuestran que las raíces aumentan la cohesión de muestras de suelo en una proporción importante.

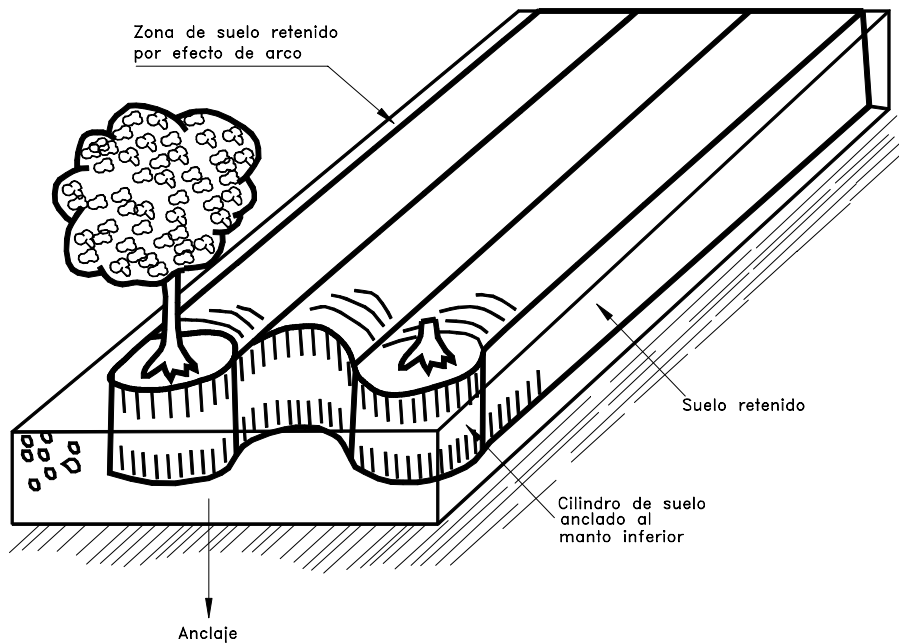


Figura 8.10 Efecto de arco de la vegetación.

Para reducir el riesgo de movimientos, el espaciamiento de los árboles debe ser lo más cercano posible. Un árbol junto a otro puede generar un efecto de arco, sin embargo, no se requiere necesariamente que las raíces se entrelacen y el efecto de arco puede lograrse con separaciones de raíces de hasta 3 metros dependiendo de las características del material del talud (Gray- 1978). Una separación de 10 metros entre árboles de grandes raíces produce soporte sustancial en la mayoría de los casos.

Efecto de Anclaje

Un efecto positivo muy importante es el “anclaje” de masas de suelo por las raíces. Las características físicas de las raíces determinan el efecto de anclaje o refuerzo del suelo y la densidad del sistema radicular mejora la retención de las partículas o masas de suelo, aumentando la resistencia a la erosión.

El fenómeno del efecto de refuerzo de las raíces debe estudiarse en una forma global analizando la superficie de falla al cortante de un talud, pudiéndose observar dos elementos principales:

- a. La movilización de la resistencia a la tensión de las raíces por efecto de anclaje de las raíces a materiales más resistentes. Este efecto es muy importante en perfiles de poco espesor de suelos residuales en los cuales las raíces se anclan en la roca o en los materiales menos meteorizados.
- b. La profundización de la superficie crítica de falla a profundidades por debajo del volumen de presencia densa de raíces. Este efecto es importante en perfiles de suelo de gran espesor.

Efectos de la deforestación

Los efectos de la deforestación sobre la estabilidad de los taludes puede no ser inmediata. Inicialmente se produce un cambio hidrológico y un aumento de la erosión superficial y de la infiltración, pero los efectos desastrosos se observan, cuando la infraestructura radicular original se descompone, generalmente entre 2 a 5 años después de la deforestación.

Bache(1984) reportó que en árboles de raíces profundas a los 30 meses después de la deforestación, la resistencia a la tensión de las raíces disminuyó entre 65 y 86% dependiendo de la especie. Las raíces más pequeñas que son las que tienen mayor resistencia a la tensión o al arrancamiento son las primeras en descomponerse. La rapidez con que se descompone depende de la especie de árbol y de las condiciones del sitio y del suelo.

De acuerdo con O`Loughlin y Watson (1979), la tensión en el proceso de descomposición puede determinarse por la expresión:

$$T_{rt} = T_{r0}e^{-bt}$$

Donde:

T_{rt} = Tensión de las raíces un tiempo t después de cortado

T_{r0} = Tensión de las raíces con el árbol vivo

b = Probabilidad de descomposición

t = Tiempo desde el momento del corte

Las ratas de deforestación en los países tropicales son muy altas y son muy escasos los programas de recuperación de estas áreas.

Si la vegetación de raíz profunda es removida, se reducen las tensiones capilares y se eleva el nivel de agua freática dentro del talud.

8.8 ANALISIS DE ESTABILIDAD TENIENDO EN CUENTA LAS RAICES

De acuerdo con las investigaciones de Yagi y otros (1994), para fallas a poca profundidad para dos casos específicos en el Japón, el factor de seguridad de acuerdo al modelo de análisis propuesto por Enoki aumentó de 10 % a 13.5 %, para niveles altos de densidad de vegetación.

En un caso específico en Hong Kong, Greenway (1987) reporta un aumento del 33% en el factor de seguridad para un talud con árboles de aproximadamente diez metros de altura y tres metros de profundidad de las raíces, utilizando el método de análisis de Janbú. El efecto analizado en este caso fue el de profundización de la superficie crítica de falla de 1.0 a 2.5 metros.

Dependiendo del modelo que se utilice, los factores de seguridad varían, pero generalmente, se obtienen valores de aumento inferiores al 30% para casos normales de vegetación densa y superficies de falla hasta de dos metros de profundidad. En los casos de superficies de falla profundas, el efecto es menor y para fallas de más de cinco metros de profundidad, el efecto es muy pequeño en razón de que las raíces en taludes de pendiente alta, los árboles generalmente, alcanzan profundidades menores a cinco metros.

Resistencia del sistema suelo-raíces.

La resistencia total S del sistema suelo- raíces puede expresarse por medio de la ecuación modificada de Coulomb:

$$S=(S_s+\Delta S_R)+\sigma' \tan \phi'$$

Donde

S =Resistencia del sistema sin raíces

σ' =Esfuerzo Normal

ϕ' = Angulo de fricción del suelo

El modelo propuesto para análisis incluye la metodología del sistema de Janbú (1973), adicionando fuerzas de tensión calculadas por unidad de área de superficie de falla. La dirección de cada fuerza es tangente a la superficie de falla y su valor depende de la densidad de raíces, y la resistencia calculada de la raíz para el diámetro promedio de raíces y su efecto solamente se tiene en cuenta hasta la profundidad hasta la cual la densidad de raíces es de más del 10% del área paralela a la superficie del talud. Esto equivale a asimilar el efecto de las raíces a una cohesión.

Las raíces de diámetro superior a 1 mm representan un anclaje real que puede tenerse en cuenta en el análisis de estabilidad de un talud o ladera, utilizando los modelos matemáticos tradicionales de la mecánica de suelos.

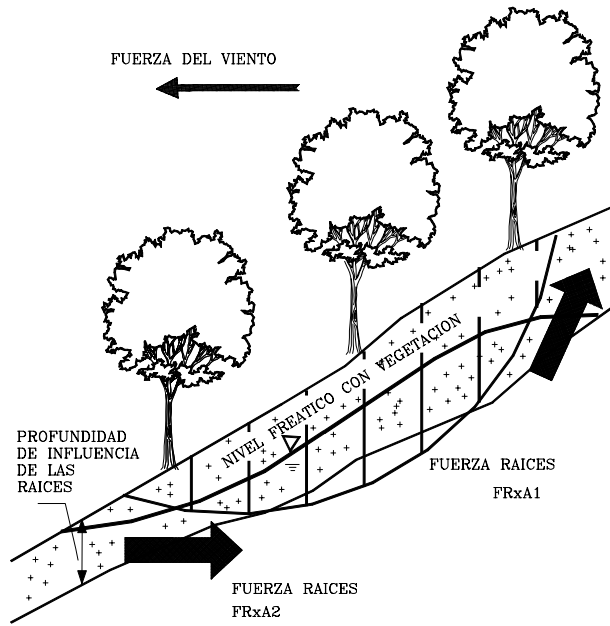


Figura 8.11 Esquema del análisis propuesto para calcular el factor de seguridad teniendo en cuenta el efecto de la vegetación.

8.9 DISEÑO DE REVEGETALIZACION

La revegetalización de un talud ayuda a controlar la erosión y ayuda a aumentar el factor de seguridad. Por esta razón cada día se utiliza más la vegetación en la estabilización de taludes. El efecto de la vegetación es una interacción compleja entre factores hidrológicos y mecánicos de difícil cuantificación.

El establecimiento de vegetación no es fácil y deben realizarse consideraciones especiales para su diseño, sin embargo, todo Diseñador debe considerar la vegetación como el sistema básico de estabilización para los taludes en suelo o roca meteorizada (Grados IV, V y VI).

Un caso específico de estabilización de taludes utilizando revegetalización, es el deslizamiento de Cucaracha en el corte Gaillard en el Canal de Panamá. El deslizamiento histórico de cucaracha se reactivó en 1986, bloqueando prácticamente el canal Berman (1991). Como parte de un programa combinado de estabilización se plantaron 60.000 árboles de rápido crecimiento tales como Acacios y Gomelinas (Rivera, 1991).

Generalmente el proceso de revegetalización de taludes se ha concentrado en el uso de pastos olvidándose de los arbustos, hierbas y árboles. Como regla general nunca debe plantarse una sola especie sino una sucesión de variedades en tal forma que se recupere el sistema vegetativo original.

Se debe considerar, además, el manejo apropiado de las técnicas de vegetación para ayudar en el proceso natural de sucesión.

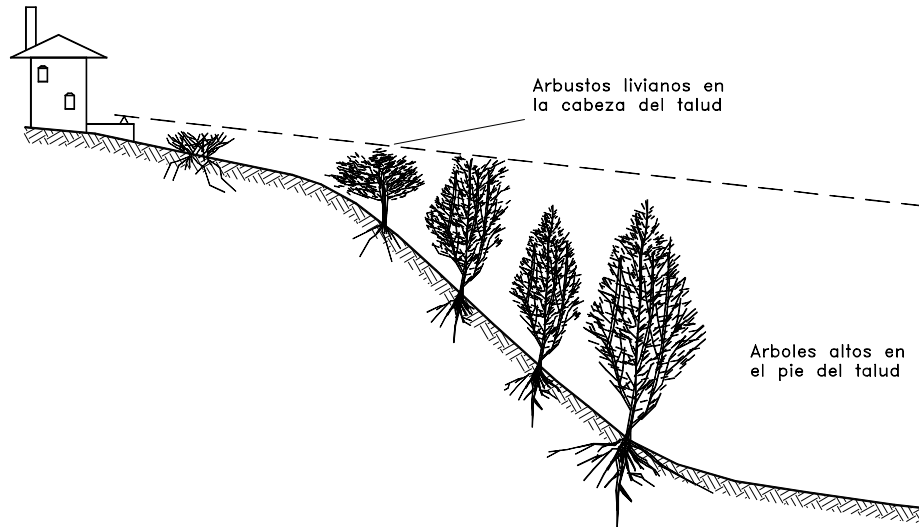


Figura 8.12 Elementos de arquitectura y paisajismo en el diseño de revegetalización.

8.10 BIOINGENIERIA

La estabilización de taludes por el uso combinado de vegetación y elementos estructurales adicionales trabajando de una manera conjunta e integrada, se le conoce como estabilización Biotecnológica de taludes. Este concepto de estabilización comprende parámetros ambientales muy importantes y su efectividad ha sido extraordinaria (Gray y Leiser, 1982).

Pastos y plantas diseñadas con el propósito de producir refuerzo del suelo se pueden plantar junto con muros de contención o sistemas estructurales de estructura abierta, en forma de grilla, con espacios para el crecimiento de la vegetación. Por ejemplo, Gray y Sotir (1992) describen el uso de piedra conjuntamente con vegetación para la estabilización de un talud, en el cual la vegetación ayudó a retener los bloques de roca y al mismo tiempo reforzar el talud.

La utilización de mantos orgánicos o mantos sintéticos junto con la vegetación conforman una protección integral contra la erosión. Generalmente, estos materiales se desintegran después de que las plantas crecen y se establecen en forma permanente.

Tabla 8.4 Sistemas de Protección utilizando biotecnología (modificada de Gray y Sotir, 1992)

Categoría	Descripción
Vegetación convencional.	Siembra por semillas estolones o macetas.
Plantas maderables utilizadas como refuerzo.	Estacas vivas y colchones de maleza.
Estructuras con vegetación.	Gaviones, estructuras de llantas usadas, muros criba, geomallas, revestimientos sintéticos.

La utilización de trinchos utilizando estacas vegetales y de muros criba con maderas y ramas de maleza representan soluciones muy interesantes para el manejo de taludes. La biotecnología por sus características ambientales es muy atractiva para la estabilización de taludes.

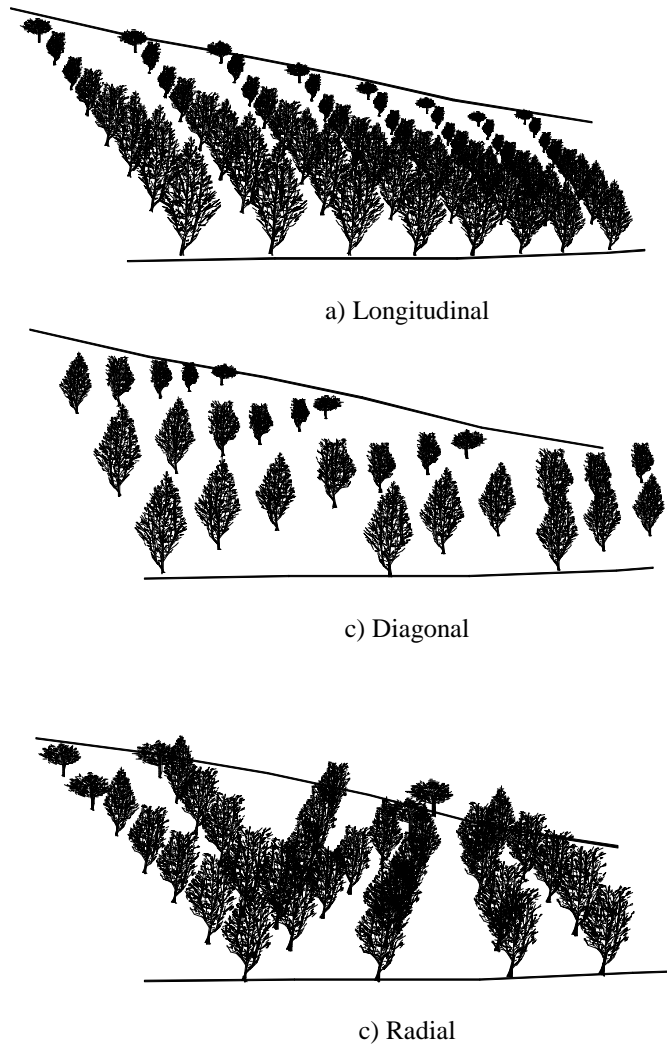


Figura 8.13 Arreglo de árboles en el talud.

Limitaciones de la protección vegetal

El establecimiento exitoso de vegetación en un talud está determinado por muchos factores tales como: época de siembra, pendiente del talud, localización, y composición de los materiales del talud. Las épocas ideales de plantación son las semanas anteriores a la temporada de lluvias, sin embargo se puede realizar el plante en épocas secas disponiendo de un programa adecuado de riego.

La pendiente de los taludes tiene un efecto importante en el esfuerzo requerido para establecer la cobertura vegetal. Para taludes de pendiente alta se requiere colocar elementos de anclaje para los pastos y bermas para los árboles. En taludes de pendiente

fuerte se aconseja no sembrar árboles, sino arbustos para disminuir las fuerzas del viento sobre ellos.

Si los materiales son muy duros se puede requerir la excavación de cajas profundas para la siembra de cada arbusto y deben utilizarse cantidades importantes de suelo orgánico o fertilizantes.

Con referencia a la localización del talud, los taludes que reciben la exposición directa del sol de la tarde presentan mayores dificultades para la vegetación, que los que reciben el sol de la mañana o poseen condiciones de sombra relativa.

Deben analizarse, además, los factores relacionados con la presencia del hombre: Pisoteo, quemas, basuras, humo de los vehículos, etc.

Selección de especies vegetales

Como no existen especies universales se debe acudir a los expertos forestales para escoger la especie de pasto, hierba, arbusto o árbol que se debe utilizar para cada caso específico, teniendo muy en cuenta la experiencia local y las diferencias de tolerancias y hábitos de las diferentes especies.

El tipo de vegetación que cubre la superficie del talud tiene efecto sobre la estabilidad, por ejemplo, Campbell (1975) reportó que los deslizamientos de suelo eran 3 a 5 veces más frecuentes en aquellos taludes cubiertos por pastos que en aquellos cubiertos por maleza y arbustos. Los deslizamientos en taludes cubiertos por pasto eran más cortos y más anchos y ocurren a ángulos de inclinación menores que aquellos cubiertos por maleza. La especie vegetal debe seleccionarse que sea compatible con las condiciones del suelo y el sitio, incluyendo disponibilidad de agua, nutrientes, PH, clima, regulaciones gubernamentales, etc..

Ciertos tipos de planta son intrínsecamente mejores que otras para objetivos de estabilización específicos. La vegetación maderable posee raíces más profundas y más resistentes que las plantas herbáceas y pastos, y provee un mejor refuerzo y efecto de arco.

Tabla 8.5 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de planta (Gray y Sotir, 1996)

Tipo	Ventajas	Desventajas
Pastos	Versátiles y baratos; variedades para escoger con diferentes tolerancias; fácil de establecer; buena densidad de cobertura.	Raíces poco profundas y se requiere mantenimiento permanente.
Juncos	Crecen rápidamente y son fáciles de establecer en las riberas de ríos.	Difíciles de obtener y el sistema de plantación no es sencillo.
Hierbas	Raíz relativamente profunda.	Algunas veces son difíciles de establecer y no se consiguen raíces.
Arbustos	Variedades para escoger. Existen especies que se reproducen por estaca. Raíz profunda, buena cobertura, bajo mantenimiento.	Algunas veces son difíciles de establecer
Arboles	Raíces profundas, no requieren mantenimiento.	Es demorado su establecimiento y generalmente son más costosos.

Siembra y establecimiento

Los árboles son las especies más difíciles de establecer y deben localizarse en el talud en tal forma que la humedad sea lo más permanente posible.

Es conveniente la construcción de terrazas o sistemas de concentración de aguas en las áreas de siembra de los árboles. Ciertos tipos de pastos requieren riego permanente y no es recomendable utilizarlos en taludes en los cuales se puedan producir épocas de sequía.

La poda de los árboles es una práctica muy útil para generar un crecimiento armónico. Existen épocas del año más propicias que otras para la poda de los árboles y debe tenerse cuidado de no malograr su crecimiento por poda en un periodo no propicio.

La forma como se localizan los árboles en el talus puede afectar su comportamiento. Los arreglos pueden ser longitudinales, transversales, diagonales, cruzados o radiales (Figura 8.13).

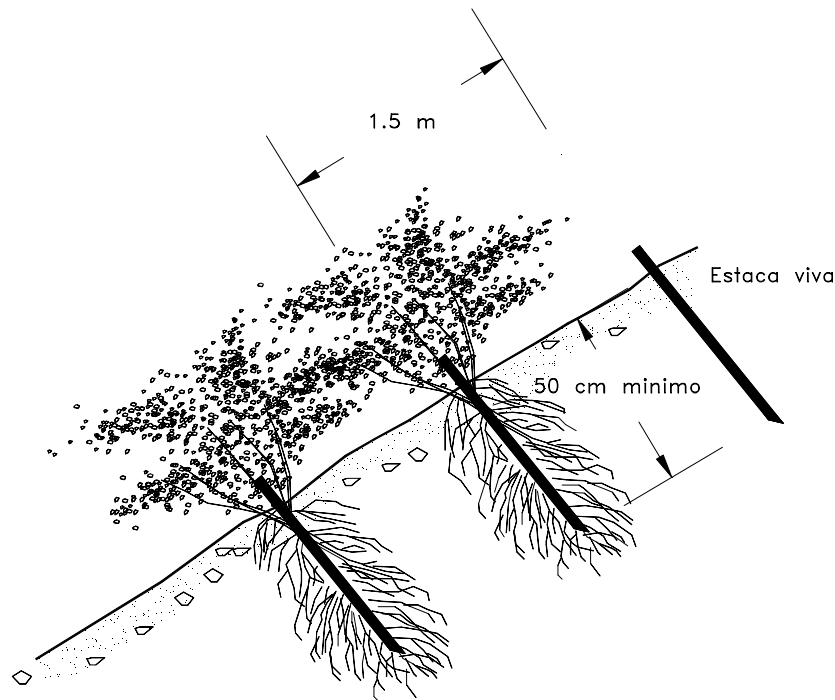


Figura 8.14 Estacas vivas.

Estacas vivas

Las estacas vivas son longitudes de tallo de árboles y arbustos que se entierran en el suelo con el objeto de que broten árboles. El procedimiento es simple, rápido y económico.

Las estacas vivas pueden utilizarse como un tratamiento primario en el cual las estacas cumplen un objetivo de anclar otros elementos como trinchos o mantos vegetales, las cuales posteriormente se convertirían en árboles o arbustos.

Tabla 8.6 Árboles utilizados para cercas vivas y estabilización de taludes (CDMB 1989)

Nombre común	Nombre científico	Distancia de plantación
Aliso	<i>Alnus jorullensis</i>	2 a 3 m.
Anaco	<i>Erythrina poeppigiana</i>	2 a 3 m.
Aro	<i>Trichantera gigante</i>	1.5 a 3 m.
Arrayán	<i>Myrcia popayanensis</i>	1.5 a 3 m.
Baloso	<i>Ochroma pyramidale</i>	2 a 3 m.
Búcaro	<i>Erythrina fusca</i>	2 a 3 m.
Casuarina	<i>Casuarina equisetifolia</i>	2 a 3 m.
Chachafruto	<i>Erythrina edulis</i>	1.5 a 3 m.
Ciprés	<i>Cupressus lusitanica</i>	2 a 3 m.
Eucalipto globulus	<i>Eucalyptus globulus</i>	2 a 3 m.
Eucalipto grandis	<i>Eucalyptus grandis</i>	2 a 3 m.
Guacimo	<i>Guazuma ulmifolia</i>	2 a 3 m.
Gualanday	<i>Jacaranda caucana</i>	2 a 3 m.
Guamo macheto	<i>Inga densiflora</i>	1.5 a 3 m.
Leucaena	<i>Leucaena leucocephala</i>	1.5 a 3 m.
Matarratón	<i>Gliricidia sepium</i>	1.5 a 3 m.
Melina	<i>Gmelina arborea</i>	2 a 3 m.
Nauno	<i>Pseudosamanea guachapele</i>	2 a 3 m.
Pino oocarpa	<i>Pinus oocarpa</i>	2 a 3 m.
Pino Pátula	<i>Pinus patula</i>	2 a 3 m.
Roble	<i>Quercus humboldtii</i>	2 a 3 m.
Sauce	<i>Salix humboldtiana</i>	2 a 3 m.
Urapán	<i>Fraxinus chinensis</i>	2 a 3 m.

En la tabla 8.6 se presenta un listado de árboles que se reproducen por estaca y que son utilizados para estabilización de taludes en Bucaramanga en los Andes colombianos. Las estacas deben ser generalmente, de uno a tres centímetros de diámetro y de 60 centímetros a un metro de longitud. La parte superior de la estaca debe cortarse normal al eje y la parte inferior en forma de punta para facilitar su inserción.

Se recomienda seguir las siguientes instrucciones de instalación:

- Clavar la estaca normal a la superficie del talud, utilizando martillos de caucho.
- La densidad de instalación debe ser de tres a cuatro estacas por metro cuadrado para garantizar un cubrimiento adecuado en corto tiempo.
- Las dos terceras partes de la estaca deben estar enterradas dentro de la tierra

Fajinas vivas

Las fajinas son manojos de ramas que se entierran en zanjas poco profundas para que germinen en forma similar a como lo hacen las estacas vivas. Las zanjas generalmente, son excavadas a mano y forman un contorno a lo largo de las líneas de nivel del talud. En taludes muy húmedos también se pueden colocar siguiendo la pendiente para facilitar el drenaje. Después de colocar las fajinas las zanjas se rellenan con suelo en tal forma que parte de las fajinas queda enterrada y parte expuesta. La longitud de los ramos de fajina varía de 0.50 a 1.0 metro.

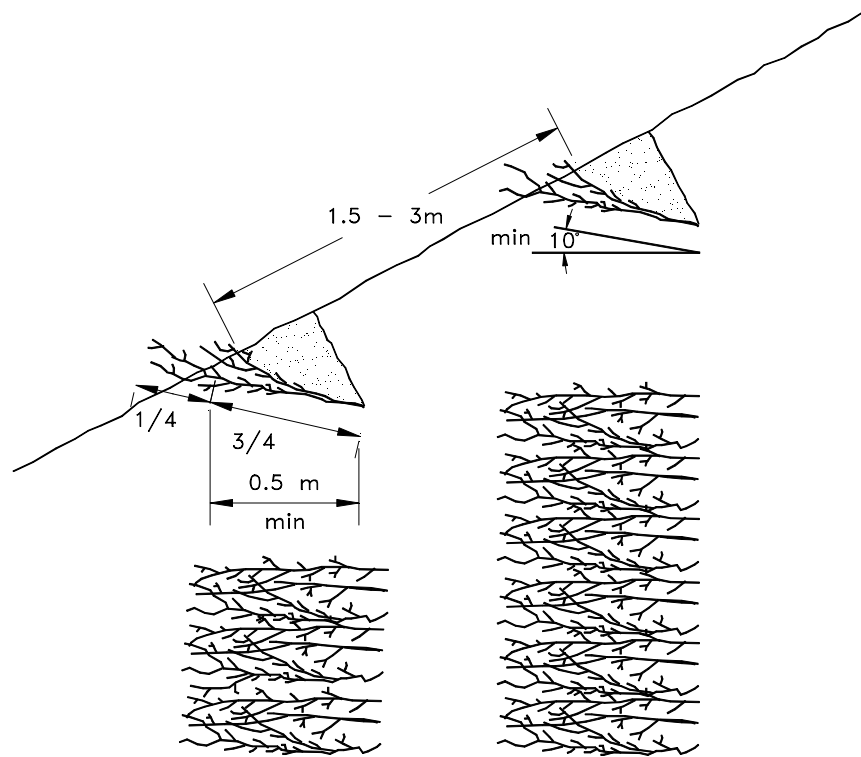


Figura 8.15 Fajinas vivas.

El principal uso de las fajinas es el control de erosión, especialmente en zonas de cárcavas. Las fajinas a su vez forman unas líneas decorativas muy agradables al paisaje. Las fajinas generalmente, se hacen con hierbas y juncos adaptados a las condiciones climáticas del sitio. En ocasiones se requiere colocar estacas para ayudar a la conformación de las fajinas vivas.

El espaciamiento entre fajinas varía de acuerdo a la inclinación del talud.

Tabla 8.6 Espaciamiento recomendado para fajinas vivas (Gray y Sotir, 1996)

Angulo del talud H:V	Espaciamiento en líneas de igual nivel (mts)	Espaciamiento en ángulo (mts)
1:1 a 1.5:1	1 a 1.2	0.6 a 1.0
1.5 :1 a 2:1	1.2 a 1.5	1.0 a 1.2
2:1 a 2.5:1	1.5 a 1.8	1.0 a 1.2
2.5:1 a 3:1	1.8 a 2.4	1.2 a 1.5
3:5 a 4:1	2.4 a 2.7	1.5 a 2.1
4.5 :1 a 5:1	2.7 a 3.0	1.8 a 2.4

Entre las hileras de fajinas vivas se acostumbra colocar una protección en manto vegetal utilizando un agrotexil o yute, el cual puede asegurarse a su vez, utilizando las fajinas vivas.

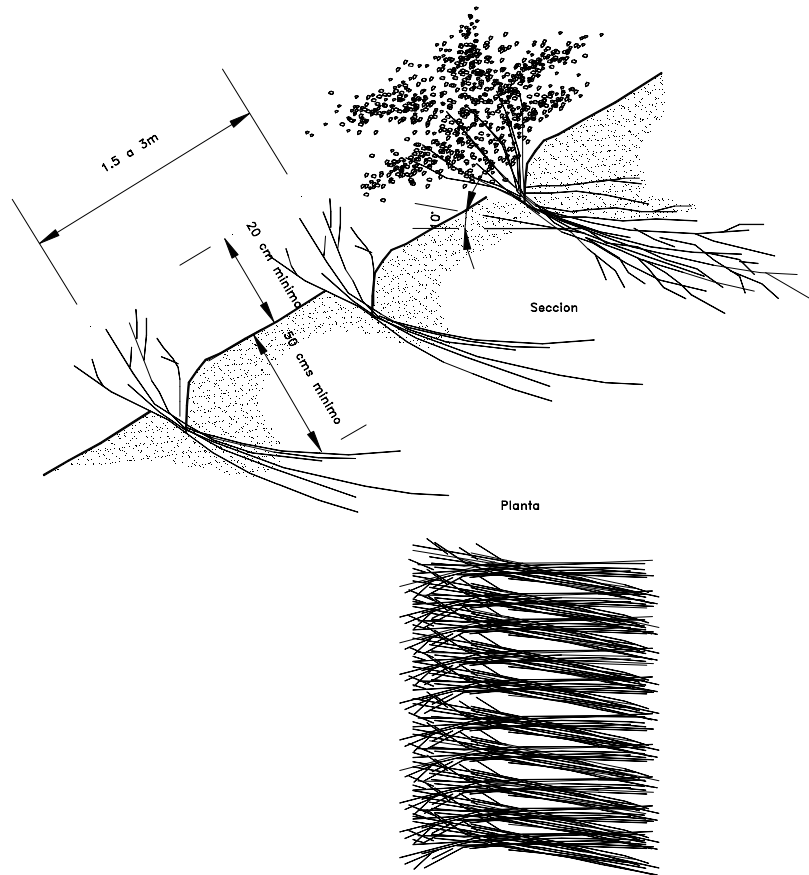


Figura 8.16 Fajinas vivas en cruz o capas de maleza.

Una forma similar a las fajinas son las capas de maleza que consisten en ramos colocados en zanjas en la forma que se indica en la figura 8.16. Las ramas se colocan formando una red en cruz. Los espaciamientos de las hileras de maleza son similares a los de las fajinas vivas, aunque en términos generales los espaciamientos deben ser ligeramente menores.

Otro sistema es el de relleno de malezas y suelo de cárcavas, utilizando hierbas y estacas vivas de arbustos, como se indica en la figura 8.17.

Estructuras y revestimientos artificiales con vegetación

La utilización de estructuras integradas con vegetación permite una gran variedad de esquemas, incluyendo muros criba, gaviones, llantas usadas, tierra reforzada, bloques de concreto y recubrimientos con diversos materiales sintéticos. La vegetación actúa como refuerzo del suelo, protección contra la erosión y fijador del recubrimiento.

La protección contra la erosión utilizando mantos vegetales con semillas es muy popular y existen varios tipos de mantos producidos comercialmente.

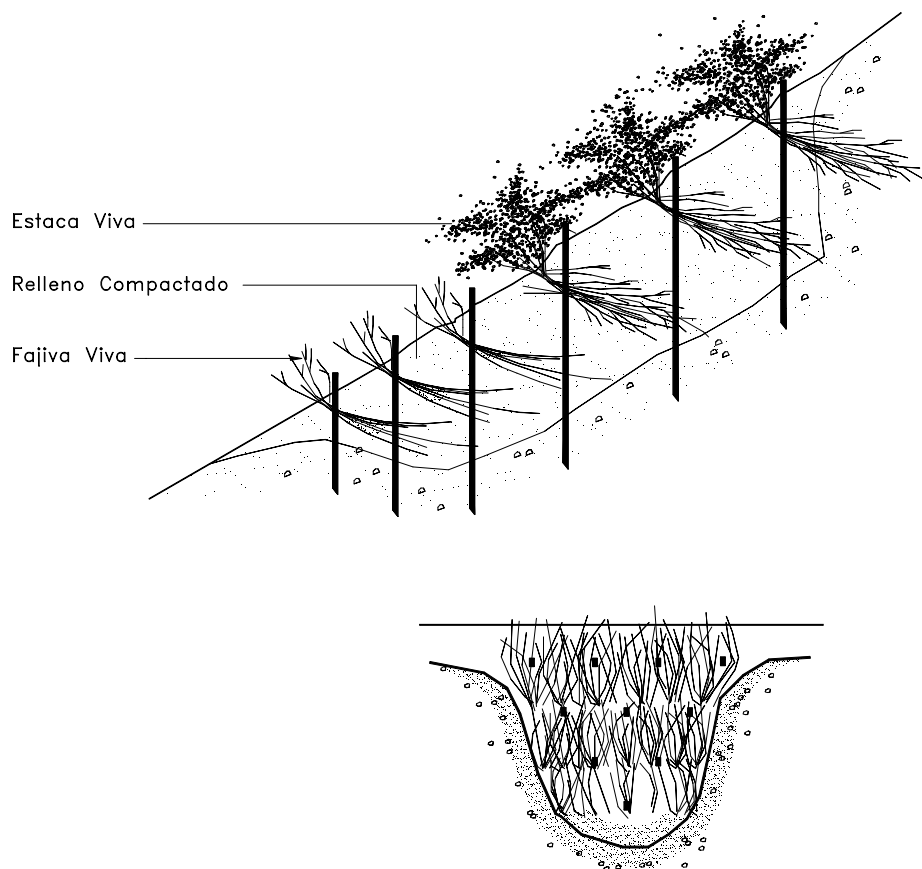


Figura 8.17 Relleno de una cárcava utilizando estacas vivas y fajinas.

REFERENCIAS

- Bache D.H. , MacAskill I.A., (1984) "Vegetation in civil and landscape engineering" Granada Technical books, London, 317 p.
- Barker D.H. , Nordin A.R., Noraini M.T. , Bayfield N.G. (1994). "Revegetating Slopes for Stability", International Conference on Landslides and Slope Stability , pp. 35-43, Kuala Lumpur Malaysia.
- Berman, G. (1991). "Landslides on the Panamá Canal". Landslide News (Japan landslide Society), No. 5 pp. 10-14.
- Burroughs, E.P. , Thomas R.R, (1976). "Root Strength of Douglas Fir as a Factor in Slope Stability", USDA Forest Service Review, Draft, INT 1600-12 (9/66).
- Campbell, R.H. (1975). "Soil slips, Debris flows, and rainstorms in the Santa Mónica mountains and Vicinity, southern California". U.S. Geological Survey professional paper 851 pp.
- C.D.M.B. (1983) "Guía de Reforestación". 214 pp.
- Gray D. H. , Ohashi H. (1983) ,"Mechanics of Fiber Reinforcement in Sand", ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol 109, No. 3, pp. 335-353, New York.
- Gray D.H. (1974),"Reinforcement and Stabilisation of Soil by Vegetation", ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division , GT6 pp. 695-699, New York.

- Gray D.H. , Sotir R.B. (1996) "Biotechnical and soil Bioengineering Slope Stabilization .A Practical Guide for Soil Erosion Control". John Wiley and Sons 378 p.
- Gray D.H. , Leiser A.T. -White C.A. (1980) ,"Combined Vegetative Structural Slope Stabilization", ASCE Civil Engineering, No. 1, pp. 82-85, New York.
- Gray, D.H. (1978). "Role of Woody Vegetation in Reinforcing Soils and Stabilizing Slopes", Symposium on Soil Reinforcing and Stabilizing Techniques, Sydney, Australia, pp. 253-306.
- Gray, D.H.,Leiser A.T. (1982). "Biotechnical slope protection and erosional control". Van Nostrand Reinhold, New York, 271 pp.
- Gray, D.H., Sotir. R.B. (1992), Biotechnical stabilization of cut and fill slopes. In stability and performance of slopes and embankments: Proceedings of a specialty conference, Berkeley, Calif. (R.B. Seed and R.W. Boulanger, eds.) Geotechnical special Publication 31, American Society of civil engineers, New York, pp. 1395-1410.
- Greenway D.R. (1987),"Vegetation and Slope Stability", Slope Stability, edited by Anderson M.G, John Wiley and Sons Ltd. Pp. 187-230, New York.
- Janbú N. (1973), "Slope Stability Computations", Embankment Dam Engineering, Edited By Hirschfeld R.C. - Poulos S.J., John Wiley and Sons, pp. 47-86, New York.
- Kozłowski, T.T. (1971). "Growth and Development of Trees", Vol.2. New York: Academic Press, 520 pp.
- Leventhal A.R. - Mostyn G.R. (1987) "Slope Stabilization Techniques and Their Application" ,Soil Slope Instability and Stabilisation " Edited By Walker B. and Fell R., A.A. Balkema, pp. 183-230, Rotterdam.
- MacGregor J.P. . McManus K.J. (1992) , "Management of Lands Subject to mass Movements",Proceedings of the Sixth International Symposium on Landslides,Vol 2, pp. 1437-1444,Christchurch New Zealand.
- Morgan, R.P.C., Finney, H.J (1987) "Drag coefficients of single crop rows and their implications for wind erosion control, in International Geomorphology 1986". Part II (de. V Gardiner). Wiley, Chichester, PP. 449-458.
- Nordin A.R., (1994) , "Slopes Vegetation Management for Stability" International Conference on Landslides and Slope Stability , pp. 287-291, Kuala Lumpur Malaysia.
- Rice, R.M. , Krames, J.S. (1970), "Mass-Wasting Process in Watershed Management," Proceedings on Interdisciplinary Aspects of Watershed Management, ASCE, pp. 231-260.
- Rivera, R. (1991). "Reforestation Programa – Gaillard cut". Panamá Canal Commission Report No. 1, 12 pp, plus appendix.
- Schiecht H.M. (1980), "Bioengineering for land Reclamation and Conservation" University of Alberta Press,404 p. Edmonton Alberta Canadá.
- Styczen M.E. -Moran R.P.C. "Engineering properties of vegetation" Slope Stabilization and Erosion Control. Editors: Morgan R.P.C. Rickson R.J. E&FN SPON, London. Pp 5-58.
- Suárez J. (1994), "Activator Mechanisms of Landslides in Tropical Environments" , International Conference on Landslides and Slope Stability, pp. 347-354, Kuala Lumpur Malaysia.
- Suyama M. (1992),"Assessment of Biotechnical Stability Effect for Urban Forest in Japan", Proceedings of the Sixth International Symposium on Landslides ,Vol 1, pp. 831-836. Christchurch New Zealand.
- Ter-Stepanian G., (1963),"On the Long Term Stability of Slopes" Publication No. 52, Norwegian Geotechnical Institute, pp 1-15. Norway.
- Turmanina, V.I., (1965). "The Strength of Tree Roots", Bulletin of the Moscow Society of Naturalists, Biological Section, Vol. 70, pp. 36-45.
- Turner A.K., (1996), "Colluvium and talus". Landslides investigation and mitigation. Special report 247. Transportation research Board. Pp. 525-554.
- Watson, A.J. , O'Loughlin C.L. (1990). "Structural root morphology and biomass of three age classes of Pinus radiata". New Zealand Journal of foresstry science 20 (1):97-110.
- Yagi N.- Yatabe R., Enoki M.- Hassandi A.,(1994) "The effects of Root Networks on Slope Stability", International Conference on Landslides and Slope Stability, pp. 387-392, Kuala Lumpur, Malaysia.

9 Amenazas Sísmicas

9.1 INTRODUCCION

Los movimientos sísmicos pueden activar deslizamientos de tierra. En el caso de un sismo existe el triple efecto de aumento de esfuerzo cortante, disminución de resistencia por aumento de la presión de poros y deformación asociados con la onda sísmica; pudiéndose llegar a la falla al cortante y hasta la licuación, en el caso de suelos granulares saturados.

Los factores que deben tenerse en cuenta para el análisis de taludes y laderas expuestos a eventos sísmicos son los siguientes:

- El valor de las fuerzas sísmicas aplicadas sobre las masas de suelo potencialmente deslizables.
- La disminución de la resistencia debida a las cargas vibratorias, las cuales inducen deformaciones cíclicas, esta resistencia puede disminuirse en más del 50% en suelos sensitivos y en la mayoría de los casos, la disminución de resistencia puede llegar a un 20% durante el sismo (Makdisi y Seed, 1978).
- El aumento de presión de poros especialmente, en suelos limosos y arenas finas, en los cuales se puede producir una disminución de resistencia tal que produzca el fenómeno de licuación.
- El aumento de fuerza sísmica generado por la amplificación en los mantos de suelos blandos.
- La posibilidad de ocurrencia de fenómenos de resonancia relacionados con la similitud entre la frecuencia natural de vibración del talud y la del evento sísmico.
- La magnitud de las deformaciones en la masa de suelo.

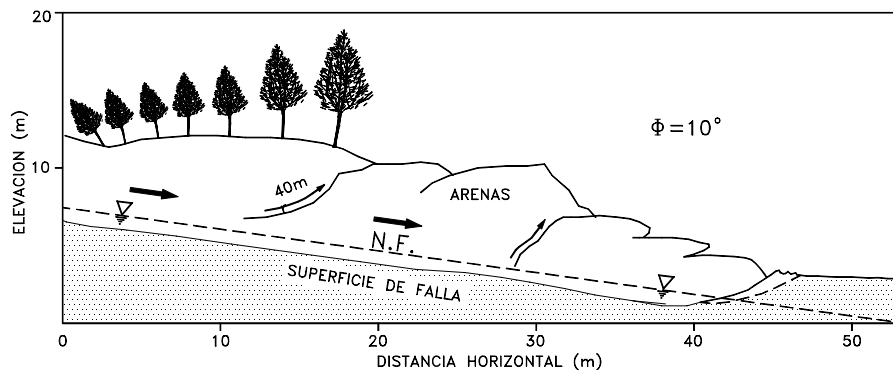


Figura 9.1 Deslizamiento de Takarazuka en el Japón activado por un sismo.

Las situaciones adquieren un alto grado de criticidad cuando se combinan altas susceptibilidades, debidas a factores topográficos, geológicos, climáticos y sísmicos. Un caso ocurrido fue el de la avalancha de Páez en Colombia en 1994, en la cual un sismo de magnitud 6.4, ocurrió justo en una temporada de intensas lluvias, encontrándose los suelos residuales saturados e intensamente meteorizados en un área de fuertes pendientes topográficas y se produjo el deslizamiento total de áreas muy grandes.

9.2 SISMICIDAD

Cuando se produce la fractura de la roca en una zona de falla geológica, la energía liberada es radiada en todas las direcciones. La fuente del movimiento o zona de liberación de energía no es generalmente, un punto sino una línea o un área comúnmente alargada en la dirección de la falla. Los sismos que generalmente producen un mayor daño son los sismos relativamente superficiales.

El área de superficie inmediatamente encima del área de liberación de energía se le denomina epicentro o área epicentral.

La gran mayoría de los grandes deslizamientos y agrietamientos del suelo de gran magnitud corresponden al área epicentral y van disminuyendo a medida que el punto considerado se aleja del área epicentral y la intensidad del sismo disminuye.

Existen dos parámetros importantes para designar el tamaño y la fuerza de un sismo que son la magnitud y la intensidad.

Magnitud

La magnitud es una medida cuantitativa e instrumental del tamaño del evento, relacionada con la energía sísmica liberada durante el proceso de ruptura en la falla. La magnitud es una constante única que se asigna a un sismo dado y es independiente del sitio de observación.

Richter definió la magnitud de sismos locales como: El logaritmo en base 10 de la máxima amplitud de la onda sísmica, expresada en milésimas de milímetro (micrones), registrada en un sismómetro estandar a una distancia de 100 kilómetros del epicentro del evento.

Tabla 9.1 Posibilidad de deslizamientos causados por sismos (Keefer, 1984)

Magnitud del sismo	Tipo de deslizamiento producido
4.0	Caídos de roca, deslizamientos de roca, caídos de suelo y alteración de masas de suelo.
4.5	Deslizamiento de translación, rotación y bloques de suelo.
5.0	Flujos de suelo, esparcimientos laterales, deslizamientos subacuáticos.
6.0	Avalanchas de roca.
6.5	Avalanchas de suelo

Intensidad

La intensidad sísmica es un concepto que se aplica a la identificación del grado de destrucción o efectos locales de un terremoto.

La intensidad, que es una medida relativa de la fuerza sísmica en un punto determinado, depende de la magnitud del sismo, la profundidad de la zona de liberación de energía, de las características físicas locales del sitio y la distancia del sitio al área epicentral. Existen fórmulas para relacionar la magnitud y la intensidad como la propuesta por Gutenberg y Richter (1954):

$$\text{Magnitud} = 1 + \frac{2}{3} \text{Intensidad}$$

Esta fórmula, no tiene en cuenta la profundidad de los temblores pero muestra que existe una relación entre las dos formas de medir los sismos.

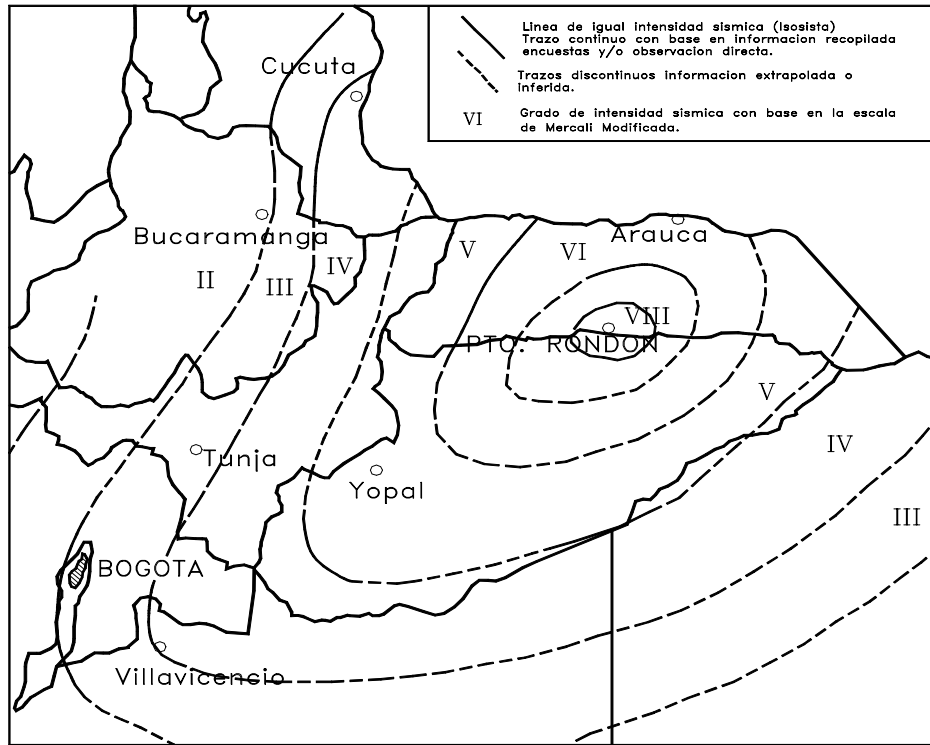


Figura 9.2 Mapa de Isosistas del Sismo de Puerto Rondón Colombia 1993 (Romero y otros 1994)

La ocurrencia de un deslizamiento relacionado con un sismo depende de la intensidad del sismo y de otros factores topográficos geológicos e Hidrogeológicos.

El efecto de un evento sísmico conduce en ocasiones a la desestabilización de un talud. Es evidente que la incidencia de casos de inestabilidad aumenta con la magnitud del sismo, especialmente, cuando la magnitud del sismo es de seis o mayor y la fuente de liberación de energía es poco profunda, caso en el cual la posibilidad de fallas por licuación aumenta.

Tabla 9.2 Escala de intensidad Mercalli Modificada

Grado	Descripción
I	No es sentido por las personas, registrado por los instrumentos sismográficos.
II	Sentido solo por pocas personas en reposo, especialmente en los pisos superiores, objetos suspendidos pueden oscilar.
III	Sentido en el interior de las edificaciones, especialmente en pisos superiores, pero muchos pueden no reconocerlo como temblor, vibración semejante a la producida por el paso de un vehículo liviano, objetos suspendidos oscilan.
IV	Objetos suspendidos oscilan visiblemente, vibración semejante a la producida por el paso de un vehículo pesado, vehículos estacionados se bambolean, cristalería y vidrios suenan, puertas y paredes de madera crujen.
V	Sentido aún en el exterior de los edificios, permite estimar la dirección de las ondas, personas dormidas se despiertan, el contenido líquido de recipientes y tanques es perturbado y se puede derramar, objetos inestables son desplazados, las puertas giran y se abren o cierran, relojes de péndulo se paran.
VI	Sentido por todas las personas, muchos sufren pánico y corren hacia el exterior, se tiene dificultad en caminar establemente, vidrios y vajillas se quiebran, libros y objetos son lanzados de los anaqueles y estantes, los muebles son desplazados o volcados, el revoque y enlucido de mortero de baja calidad y mampostería tipo D se fisuran, campanas pequeñas tañen.
VII	Se tiene dificultad en mantenerse parado, percibido por los conductores de vehículos en marcha, muebles se rompen, daños y colapso de mampostería tipo D, algunas grietas en mampostería tipo C, las chimeneas se fracturan a nivel de techo, caída del revoque de mortero, tejas, cornisas y parapetos sin anclajes, algunas grietas en mampostería de calidad media, campanas grandes tañen, ondas en embalses y depósitos de agua.
VIII	La conducción de vehículos se dificulta, daños de consideración y colapso parcial de mampostería tipo C, algún daño a mampostería tipo B, ningún daño en mampostería tipo A, caída del revoque de mortero y de algunas paredes de mampostería, caída de chimeneas de fábricas, monumentos y tanques elevados, algunas ramas de árboles se quiebran, cambio en el flujo o temperatura de pozos, grietas en terreno húmedo y en taludes inclinados.
IX	Pánico general, construcciones de mampostería tipo D totalmente destruidas, daño severo y aún colapso de mampostería tipo C, daño de consideración en mampostería tipo B, daño a fundaciones, daños y colapso de estructuras aperticadas, daños de embalses y depósitos de agua, ruptura de tubería enterrada, grietas significativas visibles en el terreno.
X	La mayoría de las construcciones de mampostería y a base de pórticos destruidas, algunas construcciones de madera de buena calidad dañadas, puentes destruidos, daño severo a represas, diques y terraplenes, grandes deslizamientos de tierra, el agua se rebasa en los bordes de ríos, lagos y embalses, rieles de ferrocarril deformados ligeramente.
XI	Los rieles de ferrocarril deformados severamente, ruptura de tuberías enterradas que quedan fuera de servicio
XII	Destrucción total, grandes masas de roca desplazadas, las líneas de visión óptica distorsionadas, objetos lanzados al aire.

La mayoría de los grandes deslizamientos están relacionados con eventos sísmicos de gran magnitud en el cinturón Circun Pacífico de gran magnitud y foco poco profundo.

La ocurrencia de una falla en materiales secos por acción de un sismo es particularmente grave en taludes de gran altura por el aumento de esfuerzos en el pie y la falla a tensión en la mitad superior del talud. Es común que después de un sismo fuerte aparezcan grietas de tensión en taludes de gran altura.

La dificultad que se presenta es la carencia de sistemas que permitan incorporar el análisis sísmico a los métodos matemáticos de análisis de taludes aplicables a suelos residuales.

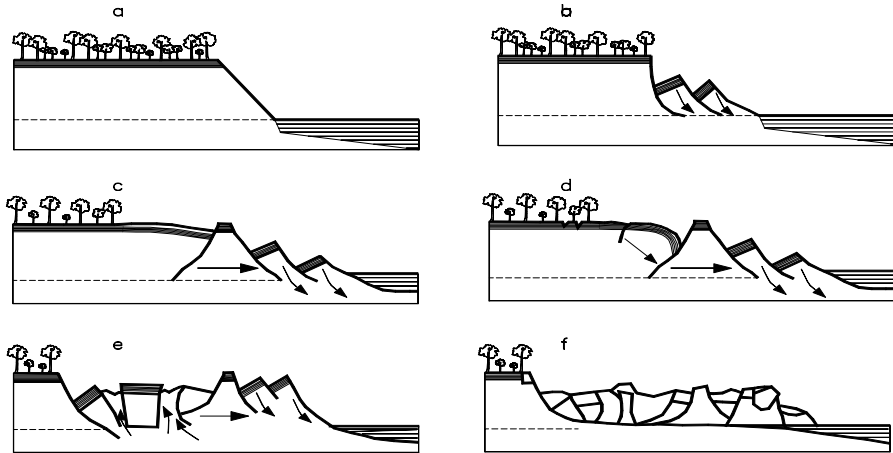


Figura 9.3 Deslizamiento por acción de un sismo en Alaska -1964.

Aceleración pico

La aceleración producida por un sismo, la cual está relacionada con la intensidad del movimiento en un determinado sitio es el parámetro más comúnmente utilizado para el análisis sísmico de taludes.

La aceleración máxima horizontal es el valor absoluto de la aceleración horizontal obtenida de un acelerograma, tomando la suma de dos componentes ortogonales. Las aceleraciones verticales han recibido una atención menor que las horizontales debido a que se supone que su efecto sobre las estructuras es menor. Generalmente, se asume que la aceleración pico vertical es los dos tercios de la aceleración pico horizontal; sin embargo, en sitios muy cercanos al epicentro las aceleraciones verticales adquieren valores mayores y en sitios muy alejados, valores mucho menores.

Los movimientos con picos altos de aceleración no son necesariamente más destructivos que aquellos con picos menores, debido a que el tiempo de ocurrencia del sismo interviene en forma importante en el comportamiento tanto de las estructuras como de los suelos.

Tabla 9.3 Aceleración máxima y duración de sismos (Housner, 1970)

Magnitud (M)	Duración (segundos)	Aceleración máxima (%g)
5.0	2	9
5.5	6	15
6.0	12	22
6.5	18	29
7.0	24	37
7.5	30	45
8.0	34	50
8.5	37	50

Otros parámetros del movimiento sísmico

Existen otros parámetros importantes que se utilizan con frecuencia en el análisis sísmico, ellos son:

- a. Velocidad pico
- b. Desplazamiento pico
- c. Periodo predominante de vibración
- d. Longitud de onda
- e. Espectro respuesta

Se sugiere el estudio de estos factores en un texto de ingeniería sísmica, como el de Kramer (1996).

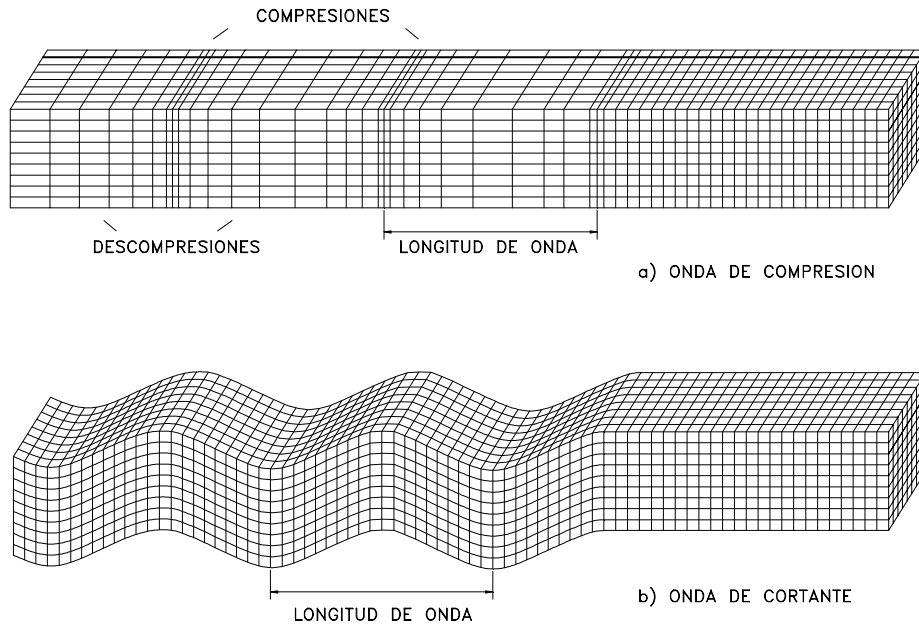


Figura 9.4 Ondas de cuerpo.

9.3 CARACTERISTICAS DE LAS ONDAS SISMICAS

Cuando ocurre un sismo se producen diferentes tipos de onda:

a. Ondas de compresión

Conocidas como ondas P, consisten en movimientos repetidos de compresión y enrarecimiento; son análogas a las ondas de sonido, en el cual la partícula se mueve en la misma dirección del movimiento de la onda.

b. Ondas de cortante

Conocidas como Ondas S o ondas secundarias, producen deformaciones de cortante a medida que se mueven dentro del suelo o la roca. El movimiento de las partículas individuales es normal a la dirección del movimiento.

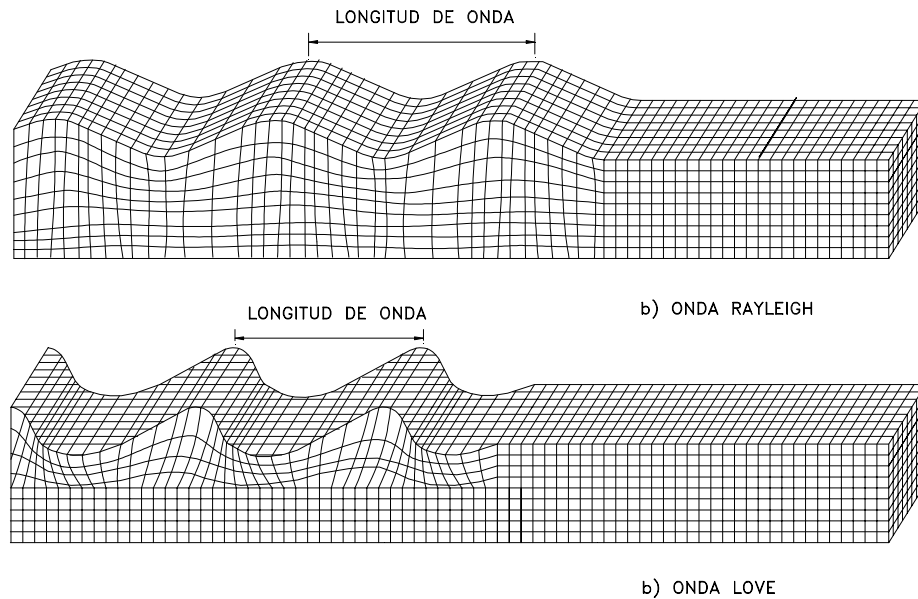


Figura 9.5 Ondas Superficiales.

c. Ondas Rayleigh

Son ondas que se forman en la superficie por interacción entre las ondas P y las ondas S verticales. Son similares a las que se producen en el agua cuando se lanza una piedra.

d. Ondas love

Son un resultado de la interacción de las ondas S horizontales con las capas superficiales de terreno. Las ondas Love no tienen componente vertical.

9.4 ANALISIS DE AMENAZA SISMICA

El análisis de amenaza sísmica incluye la predicción cuantitativa de la intensidad del sismo en un sitio en particular. Las amenazas pueden analizarse determinísticamente o probabilísticamente.

El primer paso en el análisis es la identificación y evaluación de las fuentes de sismos y para ello se utilizan las evidencias geológicas, la actividad de las fallas, las evidencias tectónicas y la sismicidad histórica e instrumental.

La teoría de placas tectónicas es la base de los análisis sísmico-geológicos o Paleosismología. La actividad de las fallas es un elemento muy importante para determinar si una falla representa una amenaza sísmica y es corriente diferenciar las fallas activas de las inactivas.

La sismicidad histórica permite confirmar la ocurrencia de sismos en el pasado y estimar la distribución geográfica de intensidad; sin embargo la sismicidad instrumental es la herramienta más útil para el análisis de amenaza sísmica.

En la actualidad existen instrumentos en la mayoría de las zonas sísmicas del mundo que permiten determinar las características y localización de prácticamente todos los eventos sísmicos que ocurren.

9.5 SUSCEPTIBILIDAD SISMICA

Algunos materiales son susceptibles a fallar por acción de un evento sísmico. Para el análisis de la susceptibilidad sísmica se deben tener en cuenta los siguientes factores:

1. Subsistencia sísmica

La subsistencia sísmica es una de las más importantes propiedades dinámicas del loess; Esto se debe principalmente al gran volumen de poros y a la poca cementación de la estructura de estos materiales depositados por el viento. La presencia de macroporos, de tamaño varias veces mayor a la de la partícula (hasta varios cientos de veces) (Yang D.B. – Zhengzhong Z.,1996). Generalmente, la cementación entre partículas es pobre y predominan las partículas de cuarzo.

La susceptibilidad a la subsistencia sísmica puede analizarse realizando un ensayo de consolidación dinámica, en un equipo de compresión triaxial dinámica. Cuando el esfuerzo dinámico alcanza el esfuerzo dinámico crítico (CDS) la estructura del suelo colapsa.

2. Fragilidad

Algunos materiales relativamente duros tienden a desmoronarse en un evento sísmico debido generalmente, a la fragilidad del sistema de discontinuidades. Esta situación es común en suelos residuales fracturados pero poco meteorizados. Una situación similar ocurre en materiales cementados muy porosos como la piedra Pómez, en la cual la presencia de grandes poros facilita la deformación interna por acción de los esfuerzos sísmicos y se produce la falla de la cementación interna de las partículas.

Un caso muy común de falla en eventos sísmicos corresponde a los taludes de fuerte pendiente en suelos granulares no muy cimentados. Se puede mencionar las fallas en la región de San Francisco (Plant y Griggs, 1990), y en cenizas volcánicas cementadas en el Japón (Yamanouchi, 1977). Generalmente, estas fallas ocurren a tensión produciéndose grandes grietas, las cuales producen deslizamientos de tierra.

Las grietas de tensión aparecen entre 15 y 30 metros detrás de la corona en taludes hasta de 100 metros de altura. O'Rourke y Crespo (1988) describen deslizamientos similares en formaciones volcánicas del sur de Colombia y de Ecuador.

Estudios dinámicos realizados por Ashford y Sitar (1994) muestran una reducción entre el 85 y el 90% de la resistencia estática simple en el caso de carga cíclica.

3. Licuabilidad

Es la facilidad con que un suelo puede perder toda su resistencia al cortante y comportarse como un líquido. Esta susceptibilidad es propia de los limos o arenas no cementados saturados que se encuentran a poca profundidad. Los rellenos aún compactados son materiales muy susceptibles a licuación.

Para determinar la susceptibilidad de un suelo a licuación existen varios criterios (Kramer, 1996):

a. Criterio geológico

Los depósitos de suelo que son susceptibles a licuación son los materiales uniformes granulares sueltos tales como depósitos fluviales, coluviales y eólicos saturados. La licuación se ha observado en abanicos aluviales, playas y otros depósitos de semigravedad.

La susceptibilidad a la licuación de depósitos antiguos es generalmente menor que la de los depósitos nuevos. Suelos del Holoceno son más susceptibles que los suelos del Pleistoceno.

La licuación solamente ocurre en suelos saturados, por lo tanto la profundidad del nivel de agua influye en la susceptibilidad a la licuación. La licuación es más común en los suelos donde el nivel freático se encuentra subsuperficial. Los rellenos o depósitos hechos por el hombre en estado suelto son muy susceptibles a la licuación.

b. Criterio composicional

La forma, tamaño y gradación de las partículas influye en la susceptibilidad a la licuación. La plasticidad tiene un mayor efecto que el tamaño de granos, los suelos no plásticos son muy susceptibles a la licuación, especialmente los limos y las arenas finas. Algunas arcillas también son susceptibles a la licuación de acuerdo al criterio de Wang (1979). Las arcillas susceptibles a licuación generalmente tienen las siguientes propiedades:

Fracción menor que 0.005 mm \leq 15%

Límite líquido \leq 35%

Contenido de agua \geq 0.9 LL

Índice de liquidez \leq 0.75.

Las gravas también son susceptibles a la licuación, aunque en menor proporción que las arenas.

La susceptibilidad a la licuación también es influenciada por la gradación. Los suelos bien gradados son generalmente, menos susceptibles que los suelos pobremente gradados.

Los suelos de partículas redondeadas son más susceptibles que los suelos con granos angulares.

c. Criterio de estado

La susceptibilidad a la licuación depende del estado en que se encuentre el material, esfuerzos, densidad, relación de vacíos.

La licuación puede ocurrir en una masa de suelo o puede ocurrir a lo largo de una superficie o línea de falla en las cuales los esfuerzos de cortante son el factor preponderante. En el primer caso, la licuación tiene como resultado un cambio de volumen o asentamiento y en el segundo, se produce un deslizamiento o falla al cortante.

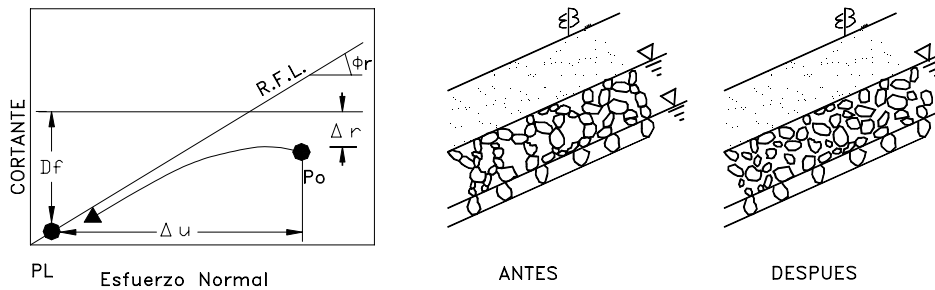
La licuación sobre una superficie de falla fue analizada por Sassa (1996)(Figura 9.6). Esta licuación es causada por la destrucción de la estructura a lo largo de la superficie de falla.

4. Dilatancia

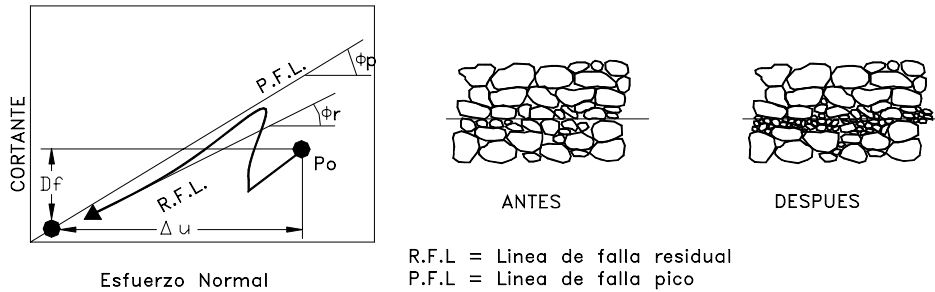
La deformación asociada con un esfuerzo sísmico es muy importante en suelos granulares y en los enrocados de grandes presas. Se observa en presas de enrocado que la aceleración en la parte superior del terraplén es varias veces mayor que la aceleración en su base y en ocasiones excede el coeficiente sísmico de diseño. Lo que ocurre en estos casos es que el conjunto de partículas gruesas que conforman el enrocado es generalmente, muy resistente a la deformación y aunque se presenta un estado crítico de aceleración, la deformación generada no alcanza a producir la falla del terraplén.

Se han realizado ensayos dinámicos hasta la falla de modelos de taludes en forma de terraplén suelos granulares y se ha observado que el terraplén empieza a fallar con una dilatancia visible (Konagai K. – Matsushima T. 1996). La aceleración que produce la falla al cortante de una superficie depende de la frecuencia de la excitación sísmica y del tamaño de los granos y la falla no ocurre hasta que se ha generado una dilatancia considerable.

A. LICUACION DE LA MASA DEL SUELO



B. LICUACION DE LA SUPERFICIE DE FALLA



R.F.L = Línea de falla residual
P.F.L = Línea de falla pico

Figura 9.6 Trayectoria de esfuerzos y diagrama de la licuación de una masa de suelo (A) y la licuación a lo largo de una superficie de falla(B) (Sassa, 1996).

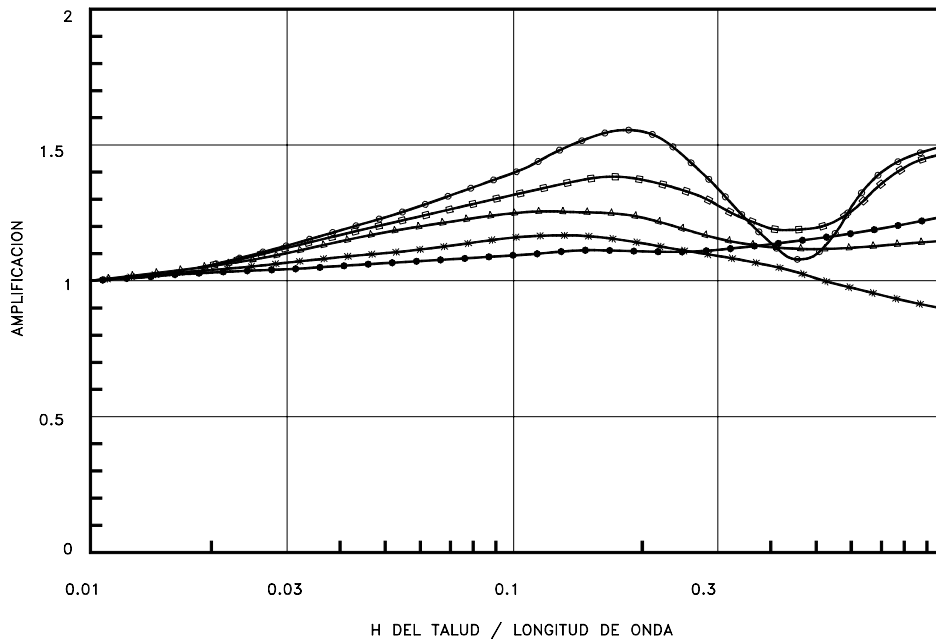


Figura 9.7 Amplificación de onda sísmica en un talud y su relación con la altura del talud y la longitud de onda (Ashford y Sitar 1997).

5. Amplificación por Efecto Topográfico

Los efectos aparentes de amplificación topográfica fueron observados por Celebi (1987) en el sismo de Chile de 1985 de magnitud 7.8, notándose amplificaciones espectrales hasta de 10 en taludes de 20 metros de altura.

Boore (1972) realizó estudios numéricos de la respuesta sísmica de los taludes de gran altura y concluyó que el movimiento en el talud consistía en tres fases: una onda directa, una onda reflejada, y una onda difractada. El resultado mostró que había una amplificación importante en la parte alta del talud y que a lo largo de los lados del talud podría ocurrir amplificación y atenuación dependiendo en la geometría del talud y la frecuencia del movimiento. La amplificación tenía un valor hasta del 100% y disminuía con el ángulo del talud y la longitud de onda.

Sitar y Clough (1983) encontraron que las aceleraciones tienden a amplificarse en la cercanía de la cara del talud y la amplificación topográfica varía entre 40 y 76%. La mayor amplificación ocurre en la cresta del talud cuando la frecuencia del sismo está cercana a la frecuencia natural de la topografía.

Sitar (1997) menciona un caso en Santa Mónica donde las aceleraciones amplificadas llegaron a obtener valores de 0.93g. de aceleración horizontal y 0.25g. de aceleración vertical, los cuales produjeron deslizamientos importantes. Estas fallas ocurrieron en depósitos de edad Cuaternario de arena pobremente cementada, en taludes de 40 a 60 metros de altura y pendientes de 45° a 60°. Las fallas más severas ocurrieron generalmente, hasta una distancia de 50 metros de la cresta de los taludes, cantidad

aproximadamente igual a la altura de los mismos y, la mayoría de las fallas ocurrieron hasta 100 metros arriba de la cresta. Este ejemplo de amplificación demuestra el gran efecto que tiene la topografía sobre el comportamiento sísmico de los suelos.

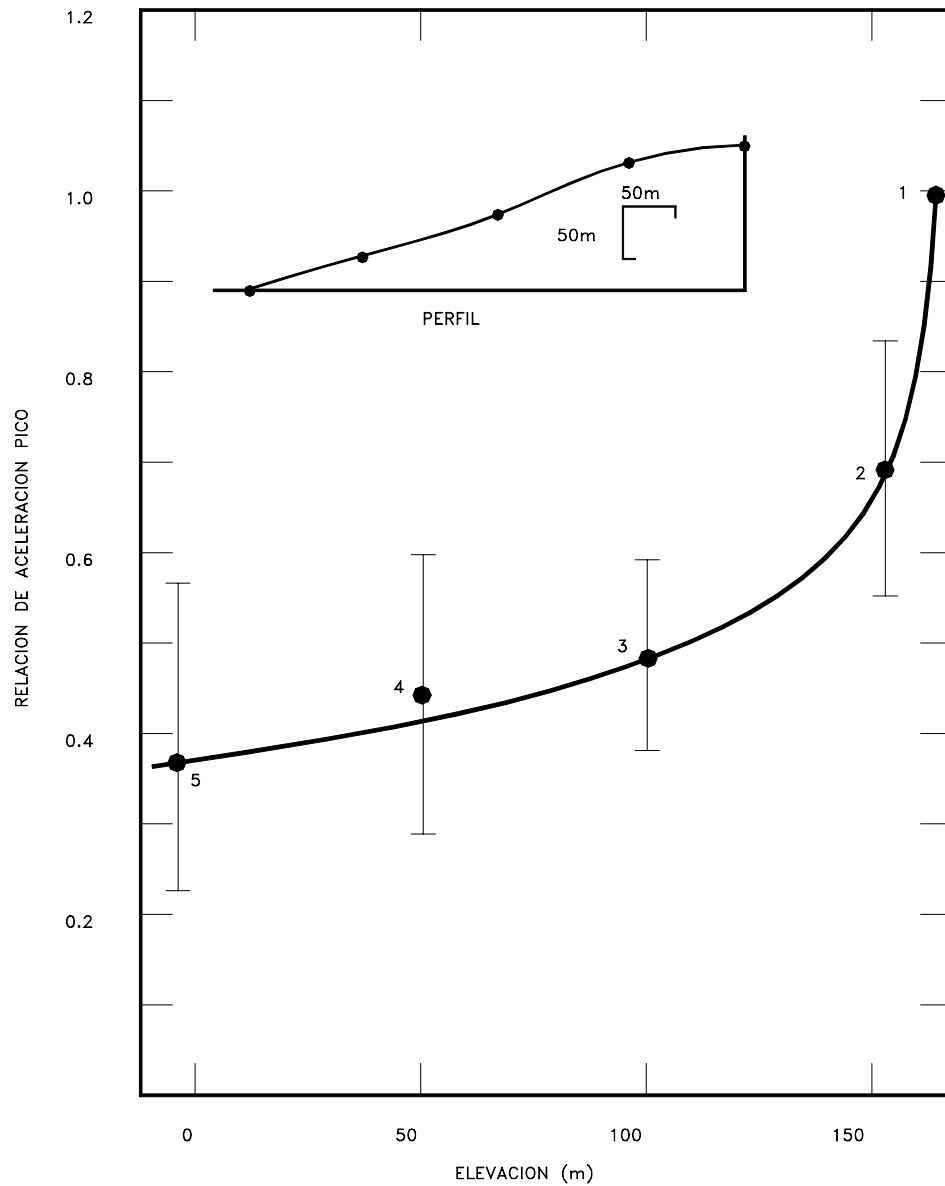


Figura 9.8 Aceleraciones pico normalizadas (Barras de valores medios) medidas en un talud el el Japón (Jibson, 1987).

Ashford (1997) concluyó que el efecto de un talud fuerte sobre la respuesta sísmica puede ser normalizado como una función de la relación entre la altura del talud y la longitud de la onda (λ). Considerando, el efecto del ángulo del talud es aparente que la amplificación tiende a aumentar en taludes de más de 60° y disminuye con el ángulo de inclinación.

6. Comportamiento de Rellenos en caso de sismos

Los rellenos son materiales muy susceptibles a sufrir daño en el caso de sismos. La mayoría de los estudios sobre el comportamiento de rellenos han sido dirigidos a presas de tierra, y muy pocos estudios al comportamiento de rellenos sobre laderas, y específicamente McClure (1973) encontró que ocurre mucho mayor cantidad de fallas en suelos de relleno que en taludes naturales. Algunos de los rellenos más susceptibles son los rellenos de suelos residuales compactados, tales como el granito meteorizado, materiales en los cuales se produjeron fallas catastróficas en el sismo de Kobe (Sassa, 1996).

Los principales problemas de los rellenos asociados con sismos son los siguientes:

- a. Agrietamiento cosísmico, debido a la falta de resistencia a la tensión
- b. Asentamientos por baja densidad.
- c. Mayor susceptibilidad a la licuación que los suelos naturales.

Los rellenos son muy susceptibles a agrietarse en el momento de un sismo o a deformarse vertical y horizontalmente sufriendo asentamientos diferenciales. Los rellenos de tierra armada resisten en mejor forma los movimientos sísmicos que los rellenos comunes.

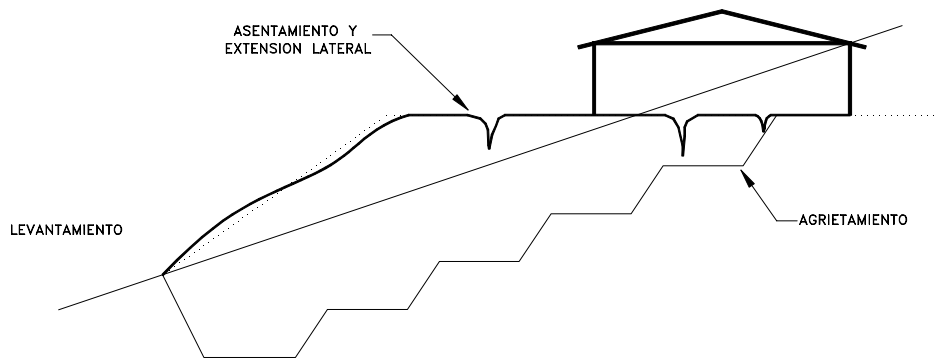


Figura 9.9 Falla típica de un relleno en el caso de un sismo (Stewart, 1995).

Tabla 9.4 Relación histórica de algunos deslizamientos activados por sismos y volcanes

Sitio del sismo	Fecha	Magnitud Richter	Materiales	Características de los deslizamientos	Vidas humanas
China Kanding-Louiding	1786			Deslizamiento gigantesco que produjo el desborde de una presa y como resultado una gran inundación.	100.000
Italia Calabria	1786			Los deslizamientos formaron cerca de 250 lagos.	50.000
Rusia Tadzhiik	1911	7.4	Roca	Deslizamiento de roca que destruyó el pueblo de Usoy y afectó al río Murgab en una longitud de 65 Kms.	54
Indonesia Java	1919	volcán	Materiales volcánicos	Se produjeron flujos de lodo caliente que cubrieron un área de 185 km ² , destruyendo 104 poblaciones.	5.110
China Gansu Province	Diciembre 16 1920	8.5	Loess	Un número no determinado de deslizamientos en un área de 67100 Km ² .	230.000
China Deixi	1933	7.5		Se produjeron deslizamientos de gran magnitud y falló una presa de 255 metros de alto en el río Min.	6.800 por deslizamientos y 2.500 al fallar una presa
Rusia Tadzhiik	1949	7.5	Roca (granitos)	Empezó como un deslizamiento de rocas y se transformó en una inmensa avalancha de loess y residuos de granito.	20.000
Perú Monte Huascaran	Enero 1962	7.75	Residuales	Avalancha.	4.000 a 5.000
EE.UU. Alaska	1964	9.4	Arenas	Un gran deslizamiento relacionado con procesos de licuación destruyó parcialmente las ciudades Anchorage, Valdez, Whittier, Seward.	
Perú Monte Huascaran	Mayo 31 1970	7.7	Residuales	Avalancha de detritos que sepultó el pueblo de Yungay y Ranrahirca y un número grande de deslizamientos en un área de 30.000 Km ² .	40.000
Guatemala	Febrero 4 1976	7.5	Depósitos de piedra pómez y sus suelos residuales	Más de 10.000 caídos y deslizamientos de residuos de taludes casi verticales. El movimiento sísmico rompe la cohesión o cementación de materiales duros pero frágiles.	
Washington Mount St. Helen	Mayo 18 1980	Volcán	Roca	Deslizamiento de 2.8 Km ² de roca y residuos destruyó nueve puentes. El deshielo del nevado produjo flujos de lodo. Este es el mayor deslizamiento de la historia conocido (Schuster, 1996) 2.8 x 10 ⁹ m ³ .	10
Colombia Nevado del Ruiz	Noviembre 13 1985	Volcán	Volcánicos	Una avalancha o flujo de lodo en el valle del río Lagunillas, producto del deshielo del nevado del Ruiz destruyó la ciudad de Armero.	23.000
Nueva Guinea	1986	7.1	Residuos de roca	Una avalancha formó una presa de 210 metros de altura y un lago de 50 millones de m ³ . al fallar la presa produjo un flujo – avalancha de 100 metros de espesor de residuos saturados.	
Ecuador	Marzo 5 1987	6.9	Residuales	Varios miles de deslizamientos de roca suelo y lodo que destruyeron casi 70 kilómetros de un oleoducto y varias carreteras.	1.000

Sitio del sismo	Fecha	Magnitud Richter	Materiales	Características de los deslizamientos	Vidas humanas
California Superstition Hills	Noviembre 12 1987	6.6	Arenas y Limos	Licuación de arenas y limos. Se midieron presiones de poro excesivas que empezaron a desarrollarse cuando la aceleración alcanzó 0.21g a los 13.6 segundos de iniciado el sismo.	
California Loma Prieta	Octubre 17 1989	7.1		2.000 a 4.000 deslizamientos de roca suelo y residuos y algunos casos de licuación que produjeron flujos.	
Colombia Páez	Junio 6 1994	6.4	Residuales saturados por lluvias previas	Más de 3000 deslizamientos en taludes de fuerte pendiente cubiertos por bosques afectaron un área de 5500 Km ² , en la cuenca del río Páez y Produjeron una gigantesca avalancha de lodo por el cauce del río, la cual destruyó varios poblados.	1971
Japón Kobe	Enero 1995	7.2	Residuales de granito	630 deslizamientos de más de 30 metros de largo localizados hasta una distancia de 10 kilómetros de la falla activa	5500 muertos por el sismo la mayoría no relacionados con deslizamientos
Nikawa (Japón Kobe)	Enero 1995	7.2	Relleno con suelos residuales de granito	Destruyó 11 casas. El volumen del deslizamiento fue de 120.000 m ³ .	34 muertos

9.6 AMPLIACION DE LA ONDA EN EL SITIO

La importancia de la respuesta de la onda en cada sitio ha sido demostrada en los sismos de los últimos años. Los resultados de esos estudios han servido para desarrollar recomendaciones de clasificaciones y espectro de diseño para utilización en los códigos. Seed y Bray (1997) recomiendan una tabla de clasificación de sitio para tener en cuenta en el análisis sísmico. De acuerdo con la clasificación del sitio, hay una amplificación de la onda de la roca al suelo. Para la clase de sitio A no existe amplificación y para las clases de sitio E y F la amplificación es muy grande.

Seed y Bray (1997) sugieren evaluar el nivel de respuesta de diseño para un sitio determinado en 3 pasos. Primero, determinar la aceleración que ocurriría si el sitio fuera roca competente (sitio A), basándose en la sismicidad regional. Luego, modificar la aceleración obtenida por un factor de amplificación que depende de las características del sitio. Finalmente, se determina el espectro respuesta para este valor de aceleración.

9.7 LICUACION

Los fenómenos de licuación consisten en la pérdida rápida de resistencia al esfuerzo cortante, temporal o definitiva. Tal pérdida conduce al colapso a cualquier estructura vial edificada sobre o hecha de un material que entra en licuación.

Tabla 9.5 Sistema de clasificación de sitio para sismos Seed y Bray (1997)

Clase	Condición	Descripción	Características
(A ₀)	A ₀	Roca muy dura	$V_s > 5000$ pies / seg. En los 50 pies + sub-superficiales
A	A ₁	Roca competente con muy poco o ningún suelo	2500 pies / seg. $\leq V_s \leq 5000$ pies / seg. Y espesor del suelo + roca meteorizada < 40 pies con $V_s > 800$ pies / seg.
AB	AB ₁	Roca blanda fracturada o meteorizada	$V_s \leq 800$ pies / seg. 40 pies $\leq H$ suelo + roca meteorizada ≤ 150 pies
	AB ₂	Suelo delgado duro sobre roca o roca meteorizada	
B	B ₁	Suelos principalmente no cohesivos profundos	No hay arcilla blanda H suelo cohesivo $< 0.2H$ suelo no cohesivo
	B ₂	Suelos duros cohesivos poco profundos o mezclas de suelos no cohesivos con suelos duros cohesivos	$V_s > 500$ pies /seg. H de suelos ≤ 200 pies
C	C ₁	Suelos duros cohesivos poco profundos o mezclas de suelos no cohesivos con suelos duros cohesivos y pequeñas capas de arcilla blanda	Igual a B ₂ excepto 0 pies $< H$ arcilla blanda ≤ 10 pies
	C ₂	Suelos principalmente no cohesivos muy profundos	Igual a B ₁ excepto Espesor de suelo > 300 pies
	C ₃	Suelos cohesivos duros profundos o mezclas de suelos no cohesivos con suelos duros cohesivos sin arcilla blanda	H suelo > 200 pies $V_s > 500$ pies /seg.
	C ₄	Suelos cohesivos blandos sometidos a niveles pequeños a moderados de vibración	10 pies $\leq H$ arcilla blanda ≤ 100 pies $A_{\max.roca} \leq 0.25$ g
D	D ₁	Suelos cohesivos blandos sometidos a niveles medios a fuertes de excitación	10 pies $\leq H$ arcilla blanda ≤ 100 pies 0.25 g $< A_{\max.roca} \leq 0.45$ g o 0.25 g $< A_{\max.roca} \leq 0.55$ g y $M \leq 7.25$
(E) ⁶	E ₁	Suelos blandos cohesivos muy profundos	H arcilla blanda > 100 pies
	E ₂	Suelos blandos cohesivos y excitaciones muy fuertes	H arcilla blanda > 10 pies y/o $A_{\max.roca} > 0.55$ g o $A_{\max.roca} > 0.45$ g y $M > 7.25$
	E ₃	Arcillas de muy alta plasticidad	H arcilla > 30 pies con IP $> 75\%$ y $V_s < 800$ pies / seg.
(F) ⁷	F ₁	Suelos altamente orgánicos o turbas	$H > 20$ pies
	F ₂	Sitios susceptibles de sufrir fallas del terreno debido a licuefacción u otros modos de inestabilidad general	

Las dos causas a que puede atribuirse esa pérdida de resistencia son:

1. Incremento de los esfuerzos cortantes actuantes y aumento correspondiente de presión de poro.

2. Desarrollo rápido de elevadas presiones en el agua intersticial, quizás como consecuencia de un sismo, una explosión, etc.

Esta segunda causa se asocia a un colapso estructural rápido del suelo cuyos vacíos, saturados de agua, tienden a reducirse, desarrollándose presiones en aquella.

La licuación ha producido las fallas más dramáticas y espectaculares, debido a la magnitud de la masa de suelo que se pone en juego al producirse este fenómeno, el cual puede cubrir áreas muy extensas.

Los suelos susceptibles a la licuación son las arenas sueltas (en éstas la deformación tiende a compactar la estructura, transmitiéndose al agua las presiones que generan el fenómeno), uniformes, finas (en ellas se reduce su permeabilidad, impidiendo la disipación de presiones en el agua) y saturadas; los depósitos de limos no plásticos sueltos son particularmente peligrosos.

Los suelos granulares más susceptibles a la licuación son los finos, de estructura suelta, saturados. Estas características describen a las arenas finas y uniformes y a los suelos finos no plásticos o sus mezclas.

Las arenas sueltas con $d_{10} \cong 0.1$ mm. y coeficiente de uniformidad $C_u < 5$ y los limos con índice de plasticidad menor que 6 son los materiales más peligrosos, tanto formando parte del cuerpo del terraplén, como en un terreno de cimentación o en un talud natural.

En la práctica se pueden identificar los suelos licuables como los suelos granulares sueltos cuya resistencia a la penetración estándar es menor o igual a 5 golpes por pie.

En suelos tales como arenas saturadas relativamente sueltas, es posible que una sollicitación dinámica rápida, como la que puede presentarse durante un sismo, origine en el agua elevadas presiones que crecen a un ritmo mayor de lo que alcanzan a disiparse por la salida del agua de los poros de la estructura del material.

Al incrementarse las presiones del agua interior, se debilita el contacto entre los granos de la arena disminuyendo su resistencia al esfuerzo cortante hasta valores nulos o muy próximos a cero, en estas condiciones la masa de arena se comporta como un líquido, fluyendo bajo la acción de las cargas que provocan el fenómeno.

Las fallas por licuación en arcillas se han reportado siempre asociadas a arcillas (rápidas) marinas emergidas por la recuperación isostática de los Continentes y lavadas con posterioridad, con lenta substitución del agua salada originalmente contenida en sus poros por agua dulce, lo que provoca intercambios catiónicos (pérdida de iones de sodio) que propician variación de la resistencia al esfuerzo cortante y gran aumento en su sensibilidad.

Esta menor resistencia conduce a un menor factor de seguridad en los taludes que se forman en estos suelos, que fallan sin causa aparente. En la falla, la arcilla se remodela hasta llegar a la condición de un líquido, estado que se conserva de manera perdurable, pues la falta de iones en el agua impide la reestructuración.

La licuación ha ocurrido frecuentemente en arcillas saturadas muy sensibles y en arenas finas sueltas, sobre todo en condición saturada y el fenómeno ha sido muy bien estudiado y existe abundante literatura en mecánica de suelos sobre este tema.

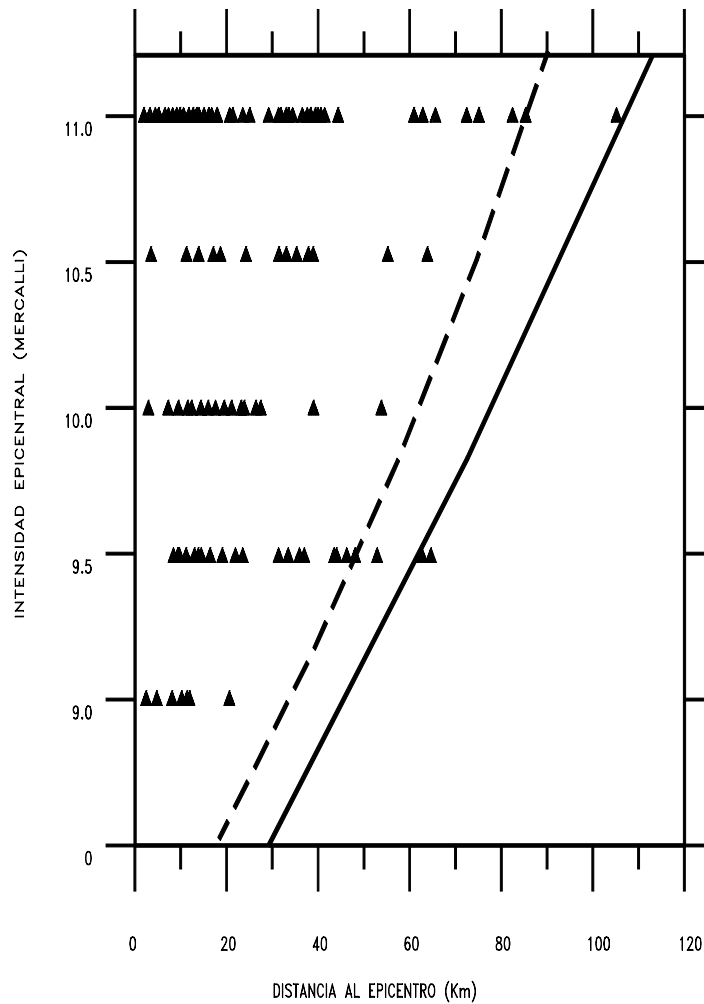


Figura. 9.10 Distancia máxima al epicentro de sitios de licuefacción para diferentes intensidades epicentrales. (Romeo y Delfino, 1996).

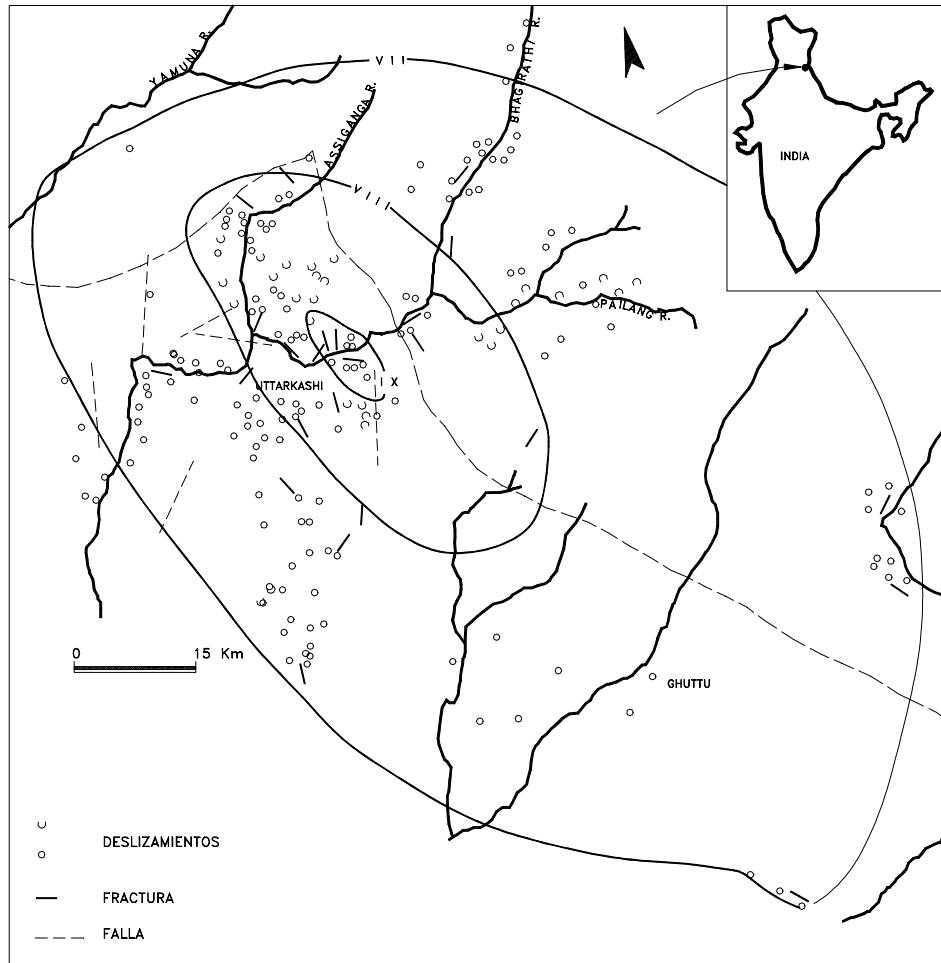


Figura. 9.11 Localización de deslizamientos cósmicos en el mapa isosísmico del terremoto de Uttarkashi (Pande- 1996).

9.8 CARACTERÍSTICAS DE LOS DESLIZAMIENTOS COSISMICOS

El conocimiento de las situaciones en las cuales se produjeron deslizamientos de tierra activados por eventos sísmicos, ha servido de guía un tanto empírica para poder predecir la ocurrencia de deslizamientos. Es lógico esperar que la actividad de deslizamiento disminuya al aumentar la distancia al epicentro y existe una distancia a partir de la cual no ocurren deslizamientos de determinado tamaño.

La cinemática, geometría y evolución de los fenómenos de deslizamiento dependen principalmente de la litología, estructura y condiciones de saturación de los suelos o rocas, así como de la intensidad del evento sísmico.

Un trabajo realizado por Keefer (1984) muestra que para la producción de cierto tipo de deslizamientos se requiere una gran magnitud del sismo (tabla 9.6).

Tabla 9.6 Estimativos de la magnitud necesaria para que un sismo produzca deslizamientos de tierra (Adaptado de Keefer-1984)

Magnitud	Tipo de movimiento
4.0	Caídos de roca, caídos de suelo, fracturación cosísmica
4.5	Deslizamientos de suelo o bloques de suelo
5.0	Deslizamientos de roca, bloques de roca, esparcimientos laterales, flujos de suelo y deslizamientos submarinos
6.0	Avalanchas de roca
6.5	Avalanchas de suelo.

Las deformaciones tienden a ser fracturas de fragilidad en rocas duras y deformaciones plásticas en rocas blandas y suelos. Las formaciones rocosas se caracterizan principalmente, por los caídos y avalanchas de roca y las rocas muy fracturadas o meteorizadas por los flujos o avalanchas de residuos de roca.

Los suelos generalmente, generan deslizamientos de rotación o traslación y flujos de suelo o lodo saturado. Las rocas y los suelos cohesivos pueden presentar fracturación o agrietamientos de tensión. Los suelos granulares saturados pueden presentar flujos por licuación. Los deslizamientos son generalmente poco profundos pero cubren áreas relativamente grandes.

La frecuencia y distribución de los deslizamientos cosísmicos está relacionada con el mapa de líneas isosísmicas, siendo más frecuentes y de mayor magnitud en los sectores de mayor intensidad sísmica y menos frecuentes en las áreas de intensidad sísmica baja.

La dirección de los deslizamientos puede tener una tendencia hacia la dirección más fuerte del sismo, la cual es generalmente normal a la dirección de la falla que produce el movimiento sísmico (Sassa – Fukuoka 1995).

Después de ocurrido el sismo se continúa presentando deslizamientos aislados de materiales que fallan en un proceso más lento.

Clasificación de los deslizamientos cosísmicos

Sassa (1996), presentó una clasificación de tipos de deslizamientos causados por el sismo de Kobe de 1995 en la forma siguiente:

1. Deslizamientos rápidos
2. Deslizamientos lentos
3. Fracturación cosísmica

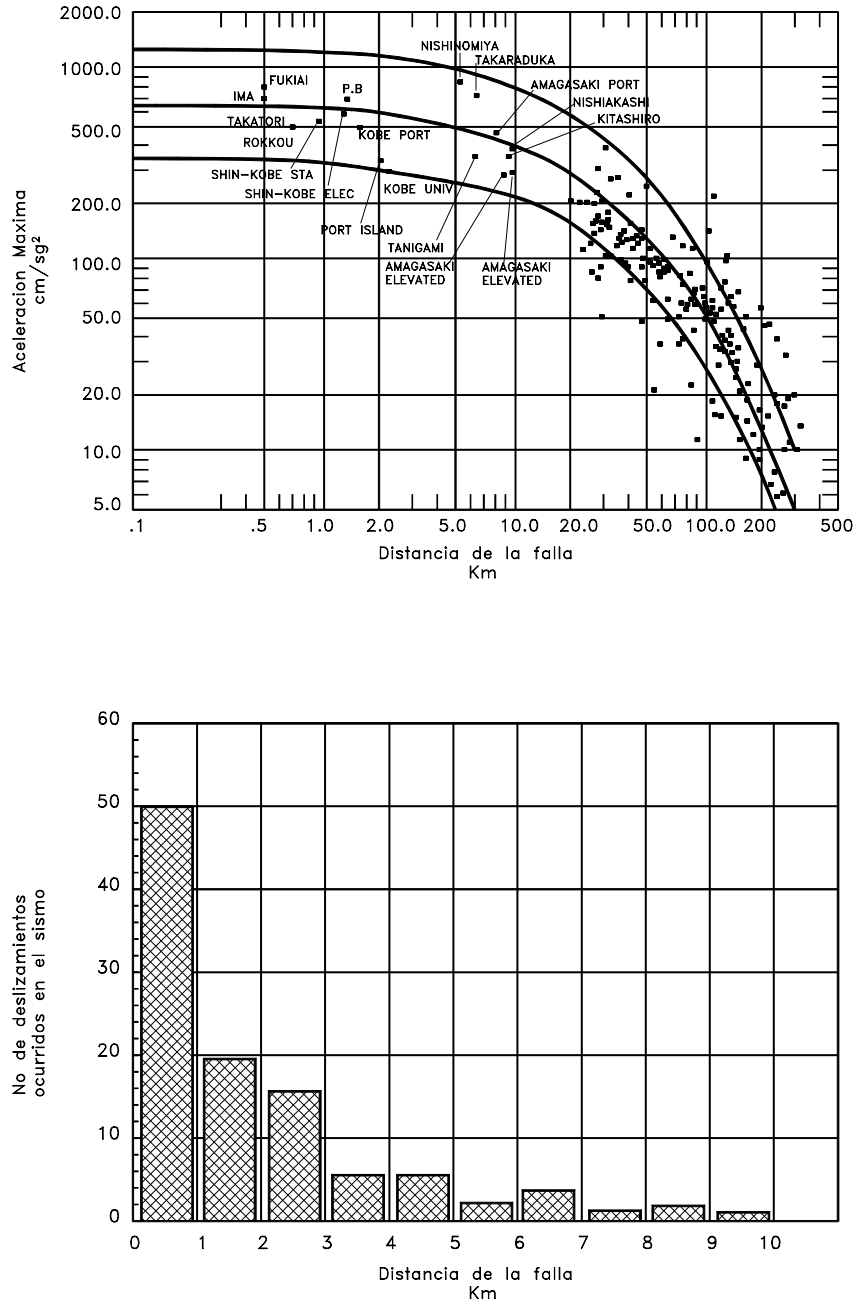


Figura 9.12 Aceleraciones y deslizamientos cosísmicos a diferentes distancias de una falla activa en el terremoto de Kobe- Japón, 1995 (Fukuoka-Irikura, 1996).

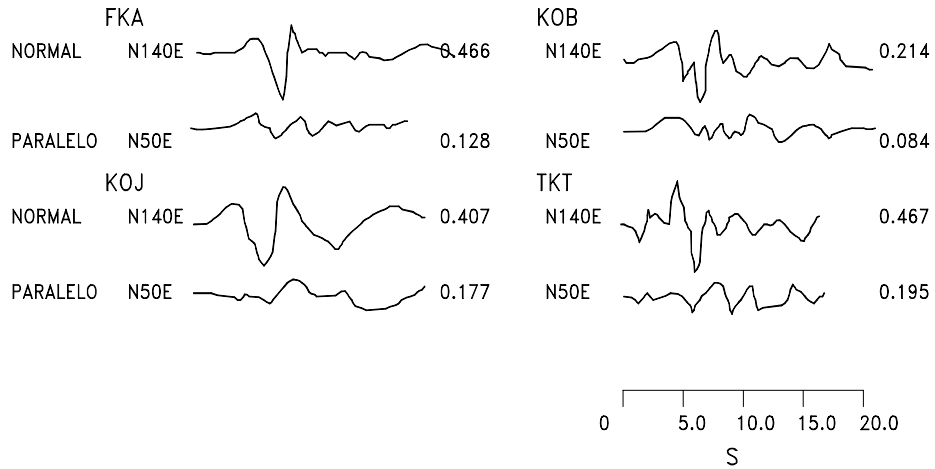


Figura 9.13 Desplazamiento grabado del sismo de Kobe-Japon en Direcciones normal y paralela a la falla (Irikura 1996).

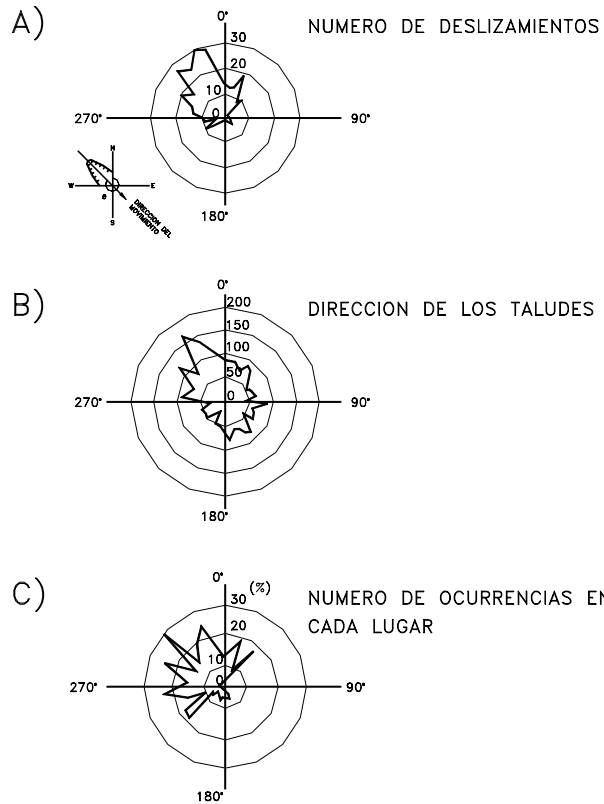


Figura 9.14 Dirección de los deslizamientos en las montañas Rokko. Este en el terremoto de Kobe en Japón (Okimura, 1995).

9.9 FRACTURACION COSISMICA

La fracturación o agrietamiento del suelo y de los macizos rocosos ocurren como un efecto directo de los esfuerzos inducidos por un sismo en áreas con diversas intensidades de la onda sísmica. Su ocurrencia se observa especialmente, en la corona de taludes de alta pendiente y en los escarpes semiverticales de terrazas cementadas erosionadas.

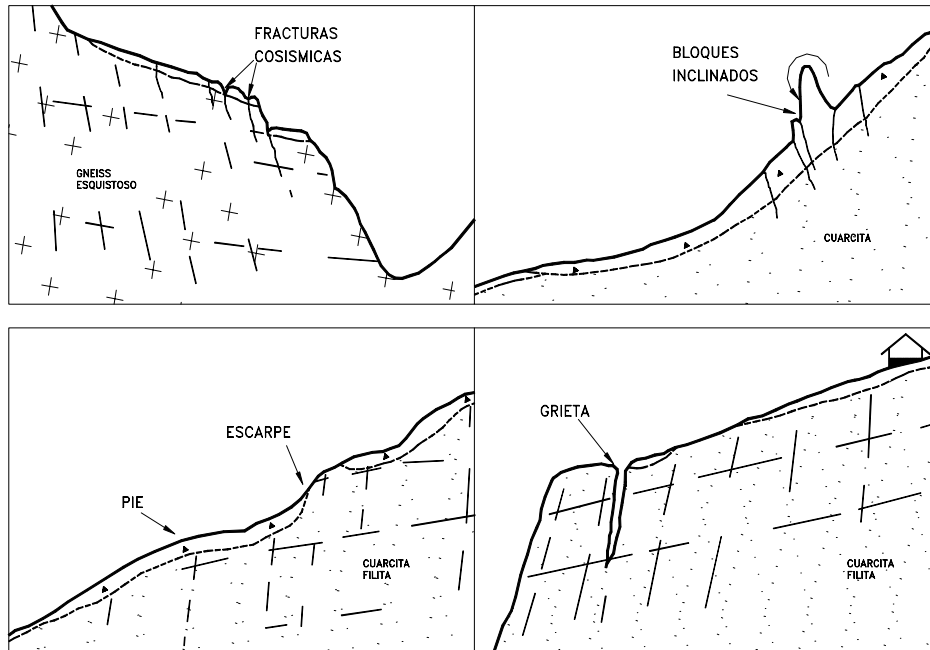


Figura. 9.15 Agrietamientos cosísmicos en La India (Pande 1996).

La magnitud de los agrietamientos depende de la cercanía al epicentro, de las características topográficas y de estructura geológica de la ladera afectada. Se han reportado agrietamientos de longitudes hasta de 100 metros y abertura hasta de 55 centímetros (Pande P. –Joshi K.C. –Narula P.L.,1996) en sitios cercanos al epicentro de un sismo de magnitud 6.6 en el Himalaya.

La orientación de las fisuras depende principalmente, de la geología y topografía y es independiente de las características del sismo. Generalmente, las fracturas son de tensión y el movimiento puede describirse como una inclinación con centro de giro profundo. Con frecuencia las fracturas producen deslizamientos o caídos de roca, suelo o residuos al poco tiempo después de ocurrido el sismo, especialmente en periodos de lluvias. La escorrentía se infiltra por las grietas produciendo presiones de poro y erosión en las fracturas.

Comportamiento de Taludes de gran altura en arenas cementadas

Las arenas cementadas en ocasiones presentan taludes de gran altura y pendiente fuerte las cuales son especialmente susceptibles a agrietamiento en el caso de sismos (Ashford y Sitar, 1994). En situaciones de presiones bajas de confinamiento en las superficies de los taludes las arenas cementadas producen un comportamiento frágil y una resistencia baja a la tensión. Como resultado se producen fácilmente grietas de tensión y su comportamiento puede ser devastador bajo cargas dinámicas. El problema es agravado por la amplificación de la aceleración en la cresta de los taludes. La amplificación topográfica puede ser hasta de un 76% (Sitar and Clough, 1983).

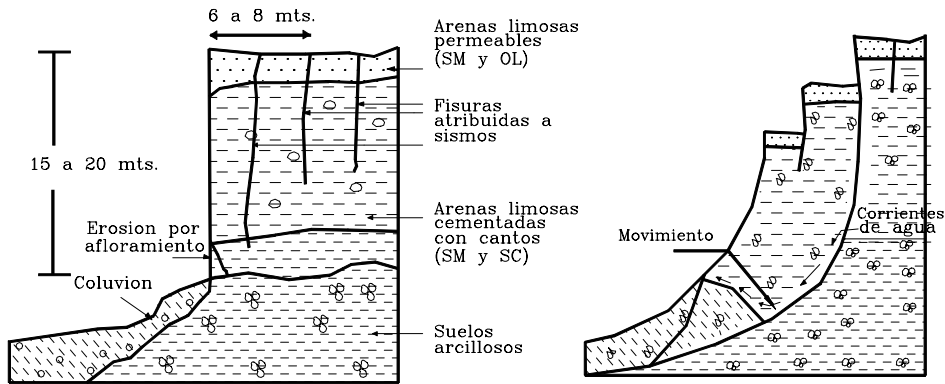


Figura 9.16 Falla por agrietamiento relacionado con eventos sísmicos en Bucaramanga-Colombia.

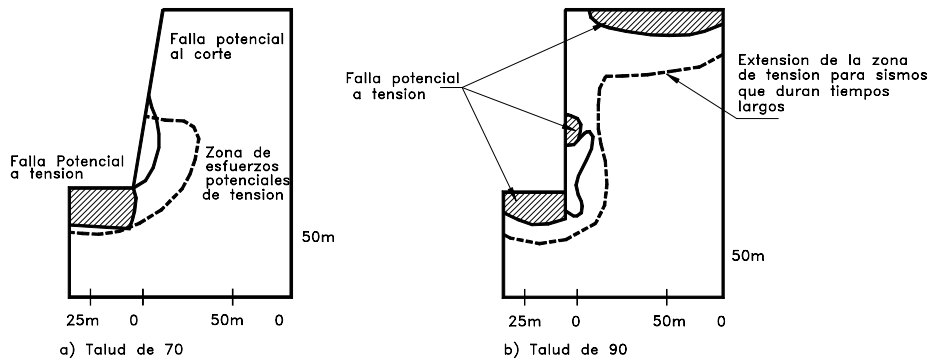


Figura 9.17 Zonas de concentración de esfuerzos en un sismo.

9.10 DESLIZAMIENTOS POR ACTIVIDAD VOLCANICA

Algunos de los más grandes deslizamientos ocurridos están relacionados con actividad volcánica.

Previamente a la erupción de un volcán se producen generalmente, sismos frecuentes de pequeña magnitud relacionados con el ascenso de masas de magma debajo del volcán

Los deslizamientos pueden estar relacionados físicamente con la erupción y coinciden con grandes explosiones en la cabeza del volcán. En las primeras etapas de la erupción se depositan flujos piroclásticos, los cuales forman nuevos domos o amplían alguno de los existentes, generándose deslizamientos en las faldas del volcán. El deposito de materiales aumenta las pendientes de los taludes y los deslizamientos pueden continuar por varios meses después de la erupción. En ocasiones la altura del domo disminuye debido a los deslizamientos y se produce el movimiento de grandes volúmenes de residuos que cubren varios kilómetros cuadrados de área.

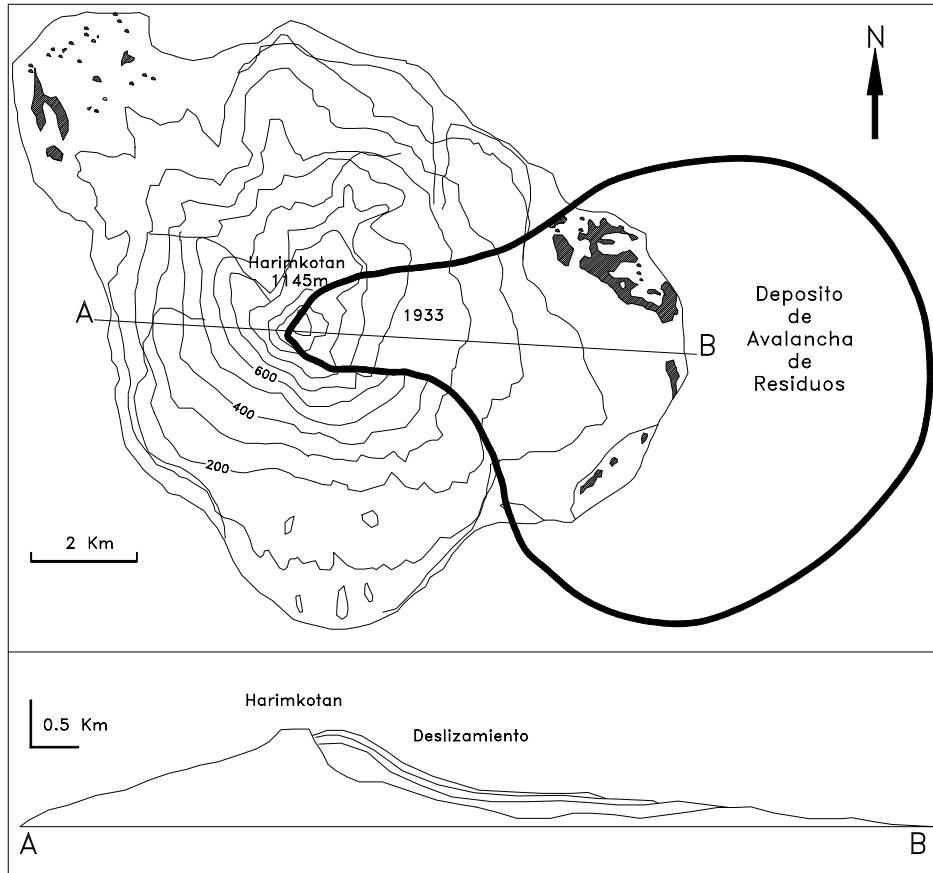


Figura 9.18 Deslizamiento en el volcán Harimkotan en Rusia (Belousov, 1996).

El problema más grave de deslizamientos ocurre en los volcanes-nevados. Al ocurrir erupciones sobre los glaciares o depósitos de nieve o hielo se produce la fusión del hielo o nieve por la alta temperatura de los materiales expulsados que pueden ser flujos piroclásticos, oleadas piroclásticas (“surges”), flujos de lava o caída de piroclastos. La erupción sobre glaciares puede generar flujos de lodo.

En todos los casos, para evaluar la cantidad de nieve y hielo que puede ser fundida por los materiales volcánicos, es de vital importancia establecer el área cubierta por la nieve y no el volumen de estos.

Esta situación fue comprobada durante el análisis de los flujos de lodo generados por la erupción del Nevado del Ruíz, en noviembre de 1985, por Pierson et al. (1990) y Thouret (1990) quienes determinaron que la mencionada erupción sólo fundió una capa delgada de los glaciares cubiertos por los productos eruptivos y que las más afectadas fueron la nieve fresca y parte de la nieve fresca recristalizada conocida como “firn”.

Otro dato aportado por Thouret (1990) es que no toda el agua resultante de la fusión de hielo, nieve y “firn” contribuyó a la formación de flujo de lodo sino que parte de ella, aproximadamente 50%, tuvo los siguientes destinos:

- 1) quedó incluida en avalanchas de nieve, sedimentos con nieve medio fundida y lodo que fluyó por fuera de los canales de los “lahares” o se incorporó a los depósitos húmedos de las oleadas (“surges”) piroclásticas;
- 2) fue incorporada en los productos de la explosión freática;
- 3) fue sublimada como vapor durante el paso de los flujos piroclásticos; o 4) se almacenó en cavidades dentro del hielo.

Los flujos de lodo pueden aumentar de tamaño y características a medida que avanzan ladera abajo llevando consigo nieve, hielo, agua, lodo y rocas que encuentra a su paso. Las paredes de los valles son socavadas y los materiales aluviales de los ríos y cañadas pueden ser incorporados al flujo.

9.11 ANALISIS SISMICO DE TALUDES

La predicción de deslizamientos producidos por sismos o análisis de estabilidad sísmica puede clasificarse en varios sistemas:

1. Análisis seudoestático

El método utiliza el mismo procedimiento general de cualesquiera de los métodos de equilibrio límite, con la diferencia de que se incluyen fuerzas seudoestáticas horizontales y verticales, debidas al evento sísmico. Estas fuerzas sísmicas se asumen, que son proporcionales al peso de la masa de deslizamiento potencial y de los coeficientes sísmicos k_h y k_v , expresada en términos de veces la aceleración g , producida por el sismo.

Generalmente, se recomienda analizar con carga sísmica seudoestática solamente la superficie más crítica identificada en el análisis estático. La mayoría de los análisis solamente tienen en cuenta la fuerza sísmica horizontal y k_v se asume igual a cero.

La magnitud del coeficiente sísmico debe simular la naturaleza de la fuerza del evento que depende de la intensidad o aceleración del sismo, duración del movimiento y

frecuencia. Para un análisis muy conservador se puede asumir que el coeficiente sísmico k_h es igual a la máxima aceleración pico esperada de un evento sísmico en el sitio. Sin embargo, este análisis conservador puede producir dificultades numéricas para k_h mayor que 0.4.

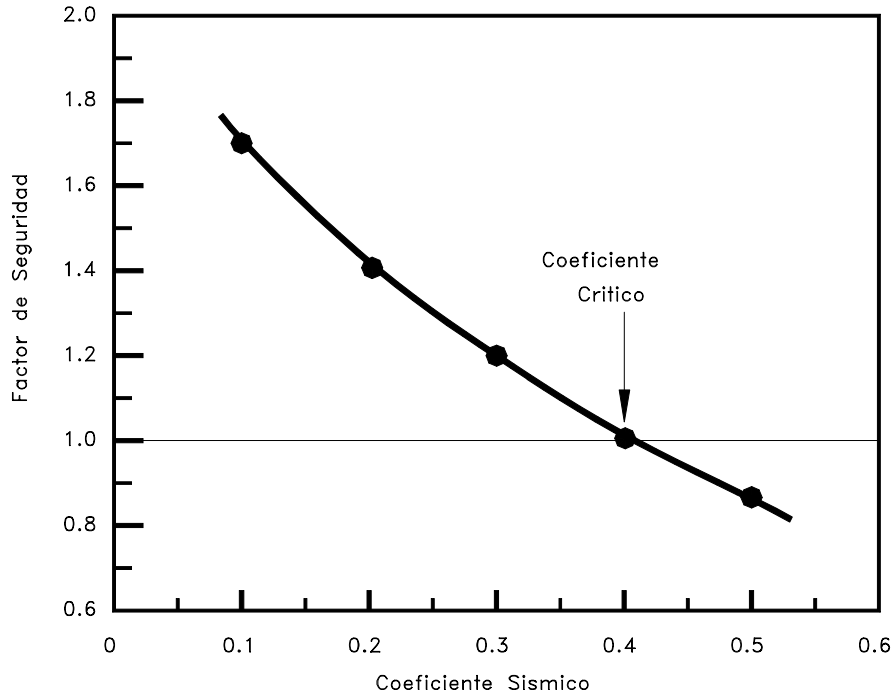


Figura 9.19 Variación del factor de seguridad con el coeficiente sísmico horizontal K_h .

Tabla 9.7 Coeficientes sísmicos para análisis seudoestático

k_h	F.S.	Observaciones
0.10g	> 1.0	Sismo importante. Cuerpo de ingenieros, 1982.
0.15g	> 1.0	Sismo de gran magnitud, Cuerpo de ingenieros, 1982.
0.15g a 0.25g	> 1.0	Japón
0.15g	> 1.15	Seed, 1979. Con una reducción de resistencia del 20%.
½ de la aceleración máxima	> 1.0	Hynes-Griffin y Franklin, 1984, y una reducción de resistencia del 20%.

Un procedimiento es el utilizar los coeficientes indicados en la tabla 9.7; Sin embargo, en ocasiones se realiza el análisis a la inversa haciendo una gráfica de coeficiente sísmico contra factor de seguridad, el cual permite determinar la magnitud de la amenaza para diversas aceleraciones de sismo.

En el cual se utiliza el método estático de análisis de estabilidad colocando una fuerza sísmica seudoestática adicional. Existen varias formas de plantear el problema de acuerdo al tipo de falla analizado y a los parámetros sísmicos utilizados.

a. Cálculo del factor de seguridad para una superficie de falla finita plana y fuerzas sísmicas horizontal y vertical (Kramer 1996).

Las magnitudes de las fuerzas pseudoestáticas son:

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W$$

Donde:

F_h y F_v = Fuerzas pseudoestáticas horizontales y verticales

a_h y a_v = Aceleraciones máximas horizontales y verticales

k_h y k_v = Coeficientes pseudoestáticos

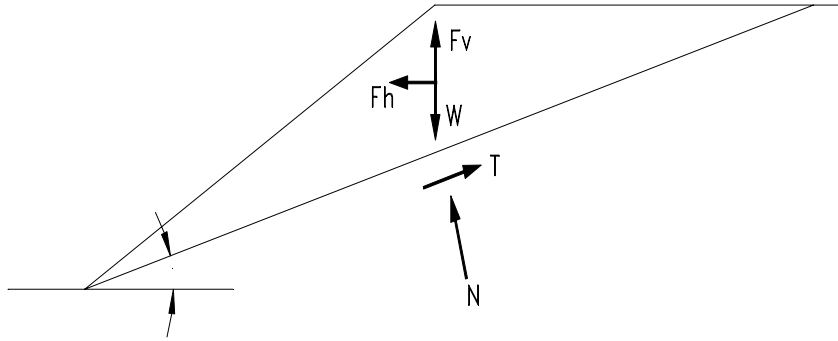


Figura 9.20 Análisis sísmico pseudoestático para una falla plana.

El factor de seguridad para una falla plana de longitud L es igual a:

$$F_s = \frac{\text{Fuerza resistente}}{\text{fuerza actuante}} = \frac{cl + [(W - F_v) \cos \alpha - F_h \sin \alpha] \tan \phi}{(W - F_v) \sin \alpha + F_h \cos \alpha}$$

Donde:

c = Cohesión

L = Longitud del plano de falla

α = Angulo de inclinación del talud

ϕ = Angulo de fricción

W = Peso de la masa deslizada.

b. Calculo de la aceleración máxima que produce una falla en un talud infinito

Es práctica corriente utilizar solamente un valor de aceleración máxima, sin diferenciar los valores de aceleración horizontal y vertical

Un procedimiento pseudoestático consiste en determinar la aceleración máxima necesaria para causar un deslizamiento durante un sismo. a_{\max} la cual está dada por la siguiente expresión para el caso de un talud infinito:

$$\frac{a_{max}}{g} = \left[\frac{c_d}{c} \left(F_s - \frac{\tan\phi}{\tan\alpha} \right) + \frac{\tan\phi}{\tan\alpha} - 1 \right] \div \left(\frac{1}{\tan\alpha} + \tan\phi \right)$$

Donde:

α = Angulo de inclinación del talud

ϕ = Angulo de fricción

c = Cohesión estática

c_d = Cohesión dinámica

g = Aceleración de la gravedad

$$F_s = \left(\frac{\tan\phi}{\tan\alpha} \right) + \frac{c}{\gamma H \cos\alpha \sin\alpha} \quad \text{Para el talud seco}$$

$$F_s = \frac{\gamma_b}{\gamma} \times \left(\frac{\tan\phi}{\tan\alpha} \right) + \frac{c}{\gamma H \cos\alpha \sin\alpha} \quad \text{Para talud saturado}$$

H = profundidad de la falla

γ = Peso unitario del suelo

γ_b = Peso unitario sumergido

c. Calculo del factor de seguridad para falla curva con un valor de a_{max}

Un procedimiento utilizado es presentado por Ishiara (1985). El factor de seguridad es calculado para diferentes valores de la aceleración máxima, de acuerdo a una fórmula modificada utilizando el procedimiento original de Janbú (1955), utilizando un procedimiento similar al que se presenta en el capítulo 4, dividiendo la masa deslizada en dovelas y realizando las respectivas sumatorias.

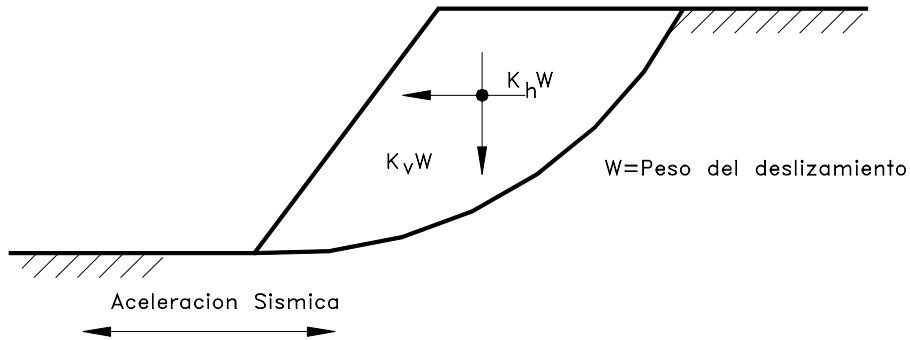


Figura 9.21 Análisis sísmico seudoestático de equilibrio límite para una falla curva.

$$F_{sd} = \frac{\sum [w \tan\phi + c_d l \cos\alpha] \div [\cos^2\alpha (1 + \tan\alpha \times \tan\phi \div F_d)]}{\sum \left[w \tan\alpha + \frac{a_{max}}{g} w \right]}$$

Determinación del valor de a_{max} para el análisis

La cuantificación de un valor de aceleración máxima para estabilidad de taludes debe tener en cuenta los siguientes criterios empíricos:

- a. Si la masa considerada para deslizamiento es rígida la aceleración inducida sobre la masa debe ser igual a la aceleración máxima esperada con sus respectivas amplificaciones por sitio y topografía.
- b. Si la masa de suelo no es rígida, como es el caso de la mayoría de situaciones y si se tiene en cuenta que la aceleración pico solo se presenta en períodos de tiempo muy pequeños no suficientes para producir una falla; se pueden utilizar valores entre 0.1 y 0.2g, dependiendo de la intensidad del sismo esperado. Marcuson(1981) recomienda utilizar valores entre 1/3 y 1/2 de la aceleración máxima esperada con las respectivas amplificaciones.

Limitaciones del método pseudoestático

El método pseudoestático presenta algunas inconsistencias para modelar el efecto real de un sismo sobre un talud. Algunas de estas limitaciones son las siguientes:

- a. No es confiable en suelos que generan presiones de poros altas
- b. No tiene en cuenta que algunos suelos presentan degradación de la resistencia hasta en un 15% debido a la onda sísmica.

2. Métodos de análisis de las deformaciones

En este análisis se tienen en cuenta las deformaciones inducidas por el evento sísmico. Si las fuerzas de inercia debidas al sismo y a la situación del talud (Estáticas + Dinámicas), superan las fuerzas resistentes disponibles, el factor de seguridad alcanza valores por debajo de 1.0 y la masa de suelo no está más en equilibrio y se produce una aceleración por el desbalance de fuerzas. Esta aceleración corresponde a una deformación a lo largo de la superficie de falla considerada.

El análisis de estas deformaciones se realiza por medio de una doble integración de la aceleración de exceso.

El problema del análisis dinámico consiste en su complejidad, la cual lo hace poco práctico para análisis rutinarios de estabilidad. Existen sin embargo, programas basados en elementos finitos, los cuales permiten trabajos de investigación detallados sobre las deformaciones y sus efectos.

Método del desplazamiento de Newmark

Este procedimiento extiende el análisis a la consideración de la historia de aceleraciones (Acelerogramas) de la masa de deslizamiento.

Este acelerograma se selecciona en tal forma que represente un modelo realístico de los movimientos del terreno esperados en el sitio y luego se compara con la aceleración límite para determinar los desplazamientos permanentes.

El método de Newmark asume que existe una bien definida superficie de falla, un material rígido y perfectamente plástico, una pérdida despreciable durante el sismo y la ocurrencia de deformaciones permanentes solamente si el esfuerzo dinámico supera la resistencia al cortante. Adicionalmente, se supone que el talud solo se deforma hacia abajo. El procedimiento requiere que previamente se determine el valor de la aceleración crítica k_y , utilizando métodos convencionales de equilibrio límite.

La principal dificultad de este método es la selección de un acelerograma apropiado que simule el movimiento del talud; sin embargo, una vez se ha seleccionado el acelerograma, se pueden calcular los desplazamientos permanentes por integración

doble de las partes del acelerograma que excede la aceleración límite para la superficie de falla crítica. Existen programas de computador para desarrollar esta doble integración (Abramson, 1996) (Houston, 1987).

Los desplazamientos permanentes representan el movimiento del centro de gravedad de la masa deslizada. Existen criterios encontrados sobre desplazamiento permanente tolerable, mientras algunos Autores como Wieczorek (1985), Keefer (1989) y Jibson (1993) utilizan límites permitidos entre 5 y 10 centímetros; Hynes-Griffin y Franklin (1984) sugieren que se pueden permitir desplazamientos hasta de cien centímetros para una presa de tierra bien construida. Debe tenerse en cuenta que los taludes construidos con materiales dúctiles, plásticos, pueden permitir desplazamientos mucho mayores que los taludes de materiales frágiles y sensitivos.

REFERENCIAS

- Abramson L.W., Lee T.S., Sharma S., Boyce G.M., (1996) "Slope stability and stabilization methods". Wiley-Interscience, p.628.
- Ashford S.A., Sitar N. (1994) "Seismic Response of Steep Natural Slopes, Report No. UCB/EERC-94/05 – University of California at Berkeley, 207p.
- Ashford S.A., Sitar N., Lysmer, J.N., Deng, N. (1997) "Topographic Effects on the Seismic Response of Steep Slopes", Bulletin of the Seismological society of America, 87(3).
- Belousov A., Belousova M.(1996) "Large scale landslides on active volcanoes in the 20th century –Examples from the Kurile-Kanchatka region(Russia)" Seventh international Conference on Landslides Trondheim Norway. Vol. 2, pp. 953-957.
- Boore, D.M. (1972) "A Note on the Effect of Simple Topography on Seismic SH Waves", Bulle, Seis. Soc. Am., 62(1) , pp. 275-284.
- Celebi, M. (1991) "Topographic and Geological Amplification: Case Studies and Engineering Implications", Structural Safety, 10 (1991), pp.199-217.
- Gutenberg, B., Richter, C.F. (1954) " Seismicity of the Earth" Associated Phenomena, Princeton University Press.
- Housner, G. W. (1970) "Strong ground motion en Earthquake engineering", R. Wiegel, editor, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Ingeominas-Carder (1994) "Mapa preliminar de amenaza volcánica potencial complejo de Domos Santa Isabel, cordillera central de Colombia". Revista de Ingeominas No. 3. pp. 1-28.
- Irikura, K (1996) "Strong ground motion of the Hyogoken-Nambu earthquake and the fault model. The Great Hanshin – Awaji Earthquake Disaster – for the Disaster Prevention Research". Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, pp81-98.
- Ishihara K.,(1985) "Stability of natural deposits during earthquakes". Proceedings of the eleventh international conference on soil mechanics and foundation engineering. San Francisco, pp.321-376.
- Keefer D.K. (1984) "Landslides caused by Earthquakes" Geological Society of America Bulletin, Vol. 95, pp. 406-421.
- Konagai K., Matsushima T. (1996) " Effect of dilation on the dynamic stability of artificial coarse granular slopes." Seventh international Conference on Landslides Trondheim Norway Vol 2. Pp. 983-988.
- Kramer S.L., (1996) "Geotechnical earthquake engineering". Prentice Hall. New Yersey, 653 p.
- Makdisi F.L., Seed H.B., (1978), "Simplified procedure for computing maximum acceleration and natural period for embankments, ". Report UCB/EERC-77/19, Eartquake engineering research center, University of California, Berkeley, California.
- Marcuson, W.F. (1981) "Moderator's report for session on Earth dams and stability of slopes under dynamic loads". Proceedings, International conference on recent advances in Geoechnical earthquake engineering and soil dynamics, St. Louis, Missouri, Vol. 3 p.1175.
- McClure, F.E. (1973). "Performance of Single family Dwellings in the San Fernando Earthquake of February 9, 1971". U.S. Dept. of Commerce, NOAA, May.
- O'Rourke, T.D., Crespo, E. (1988). "Geotechnical Properties of Cemented Volcanic Soil", J. Geotechnique. Engrg., ASCE, 114 (19),pp 1126-1147.

- Okimura, T. (1995). "Characteristics of slope failures in the Rokko mountains triggered by the Hyogoken-Nanbu earthquake". Research Report of landslides and slope failures triggered the Hyogoken-Nanbu earthquake, Japan Landslides Society, pp.1-15 (in Japanese).
- Pande P., Joshi K.C., Narula P.L.(1996) " Coseismic landslides and fractures induced by Uttarkash Earthquake (1991) Remedial measures and mitigation efforts" Seventh international Conference on Landslides Trondheim Norway Vol 2 .pp. 1019-1024.
- Pierson, T. (1990) "Perturbation and melting of snow and ice by the 13 November 1985 eruption of Nevado del Ruiz, Colombia, and consequent mobilization, flow and deposition of lahars. Jour. Volcanology and Geothermal Research, 41 (1-4): 17-66
- Plant, N., Griggs, G.B. (1990) "Coastal Landslides Caused by the October 17, 1989 Earthquake", California Geology, 43 (4) 75-84.
- Romero J.A., Martínez J.M., Avila G., Escallón J.O. (1994) "El sismo del 21 de julio de 1993, Puerto Rondón, llanos orientales de Colombia, Revista Ingeominas No. 4, pp. 15-34.
- Sassa, K. (1996) "Prediction of earthquake induced landslides" Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp. 115-132.
- Sassa, K., Fukuoka H., Scarascia G., Irikura K, Okimura T. (1995) "Landslides Triggered by the Hyogoken-Nanbu Earthquake" Landslide News No.9 Tokyo, pp 2-5 .
- Sassa, K., Fukuoka, Scarascia H., Mugnozsa, G.- Evans, S. (1996) "Earthquake-Induced-Land-slides: Distribution, Motion, mechanisms", in special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17, 1995, Hyogoken – Nambu Earthquake, Soils and Foundations, Japanese Geotechnical society, Jan., pp. 53-64.
- Schuster, R.L. (1996) "The 25 most catastrophic landslides of the 20th century" Proceedings of the eighth International Conference and field trip on landslides. Granada-España, pp. 53-62.
- Seed, R.B., Bray, J.D., Chang, S.W. , Dickenson S.E. (1997) "Site-dependent seismic response including recent strong motion data" Seismic Behaviour of Ground and Geotechnical Structures, Seco e Pinto, Editor, Hamburgo, pp. 125-134.
- Sitar, N. , Clough, G.W. (1983) "Seismic Response of Steep Slopes in Cemented Soils", J. Geotechnique. Engrg., ASCE, 109(2) 210-227.
- Thouret, J.C. (1990). "Effects of the November 13, 1985 eruption on the snow pack and ice cap of Nevado del Ruiz volcano, Colombia. Jour. Volcanology and Geothermal Research, 41 (1-4): 177-201.
- Wang, W. (1979) "Some finding in soil liquefaction". Water conservancy and hydroelectric power scientific research institute, Beijing, China.
- Wieczorek G.F (1996) " Landslide triggering mechanisms". Landslides Investigation and Mitigation. Special Report 247. Transportation Research Board. Washington, pp. 76-90
- Yamanouchi T. (1977) "Tensile Stresses in Unsupported Slopes of a Pumice Soil", Proceedings, Ninth I.C.S.M.F.E., Tokyo, Vol. 3 418-419.
- Yang D.B. , Zhengzhong Z. (1996) " Investigation and analysis of seismic landslides in the loessal region of China' s Northwest" Seventh international Conference on Landslides Trondheim, Norway Vol 2. pp. 959-964.

10 Procesos de origen Antrópico

10.1 INTRODUCCION

En el sismo de Kobe – Japón de 1995- se observó que los deslizamientos en las áreas urbanas producidos por el sismo eran de mayor tamaño que los generados en condiciones geológicas y topográficas en áreas no habitadas. Esto indica que un área urbana es más susceptible a sufrir deslizamientos que un área no urbana.

El hombre ha sido un permanente modificador de los elementos que conforman la superficie de la tierra y el efecto sobre los taludes ha sido el de agente desestabilizador.

Las principales modificaciones causadas por el hombre y que afectan en forma importante la estabilidad de los taludes son:

1. Cambios en la topografía y cargas del talud

- a. Descargue del talud por remoción de suelos y rocas por corte.
- b. Sobrecarga por medio de rellenos, edificios, etc.
- c. Subsistencia o hundimiento por excavaciones subterráneas (túneles).

2. Cambios en las condiciones de humedad

- a. Modificación de las condiciones naturales del agua superficial por medio de canales, zanjas, represas, etc.
- b. Modificación de las condiciones naturales del agua subterránea por medio de pozos de bombeo, concentración de las infiltraciones, etc.
- c. Infiltración de ductos de agua, especialmente acueductos y alcantarillados.
- d. Aceleración de infiltración por la presencia de depósitos de basura y residuos sobre el talud.
- e. Negligencia en el drenaje superficial y subterráneo.
- f. Cambio general en el regimen de aguas superficiales.
- g. Construcción de reservorios o presas.

3. Vibraciones

- a. Vibraciones de máquinas.
- b. Vías de comunicación,
- c. Explosivos.

d. Efectos de la construcción de obras (especialmente el movimiento de maquinaria).

4. Cambios en la cobertura vegetal

- a. Cambio de la estructura y condiciones de la capa superficial de suelo por prácticas de agricultura, pastoreo, tala de bosques, etc.
- b. Modificación del uso del suelo.

5. Otros factores antrópicos

- a. Negligencia en el manejo de los taludes.
- b. Utilización de los taludes para el paso de personas y animales.

10.2 PROCESOS DE URBANIZACION

Los deslizamientos de tierra son un problema muy común en las ciudades construidas en áreas de montaña.

Existe una relación entre la ocurrencia de deslizamientos y la rapidez de los procesos de urbanización, en especial de los desarrollos desordenados. Los casos más graves ocurren en áreas geotécnicamente susceptibles y con desarrollo urbano rápido y desordenado. Las diversas intervenciones del hombre tales como cortes, rellenos, deforestación, concentración de aguas lluvias y servidas, etc., determinan en buena parte la ocurrencia de deslizamientos.

Koukis (1996) reporta que aproximadamente el 35 % de los deslizamientos en Grecia están relacionados con actividades humanas, siendo sobrepasados solamente por las lluvias intensas y la erosión.

El proceso de ocupación desordenada de áreas urbanas tiene importancia directa sobre la ocurrencia de deslizamientos. Amaral y otros (1996) encontraron una relación directa entre el número de deslizamientos en Río de Janeiro y la localización de asentamientos humanos desordenados (favelas). Se encontró que el 60% de los deslizamientos en Río de Janeiro afectan asentamientos desordenados, asociados con los cortes indiscriminados, rellenos sobre laderas de alta pendiente, fugas incontroladas en ductos de agua y descarga directa de aguas domésticas, acueducto y aguas lluvias.

Las consecuencias de la actividad antrópica urbana sobre la estabilidad de taludes se pueden clasificar en dos grupos: Las consecuencias directas de la acción tales como los derrumbes de una excavación y las consecuencias indirectas como la infiltración de agua en esa excavación.

Efectos del proceso de urbanización

Los deslizamientos en áreas urbanas son afectados por elementos propios del proceso de urbanización y el manejo inapropiado del ambiente. Se debe tener en cuenta la presencia y posible rotura o fugas de redes de aguas de acueducto y alcantarillado.

Fotografía 10.1 Los elementos urbanos son generalmente más vulnerables a los deslizamientos. Se observa el efecto de un deslizamiento lento. La diferencia de tiempo entre las dos fotografías es de 8 meses.

Las modificaciones topográficas producen en ocasiones movimientos diferenciales y concentración de esfuerzos en la estructura de los conductos que conducen a su rotura. Cuando los conductos atraviesan zonas de cambio de materiales de cimentación se pueden presentar con el tiempo movimientos diferenciales que pueden conducir a la rotura de las tuberías y a deslizamientos.

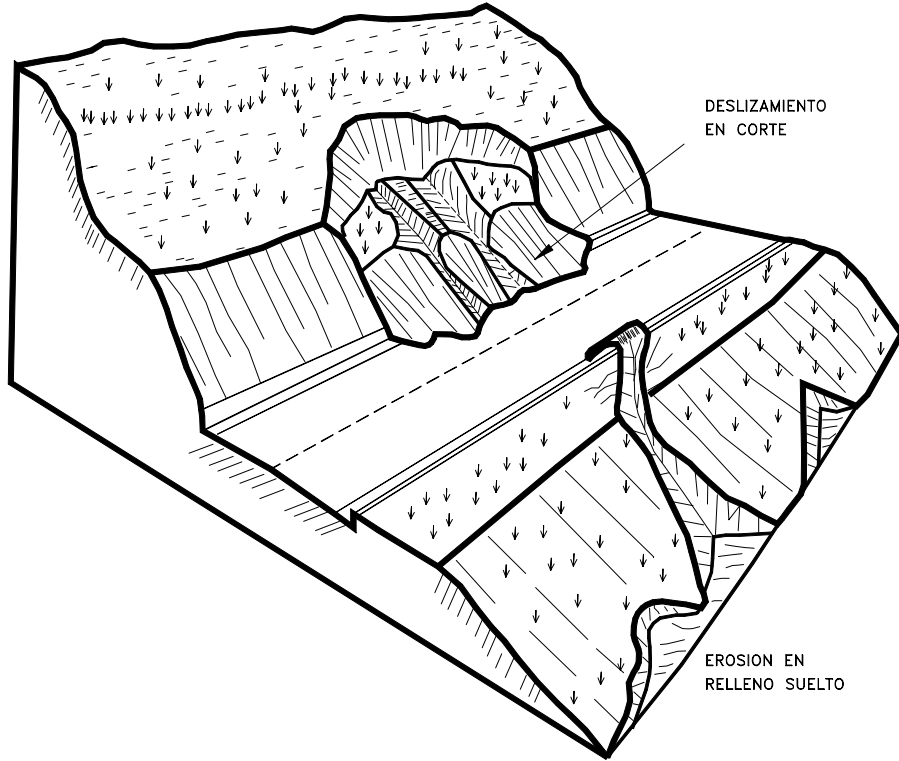


Figura 10.1 Efectos de la modificación de la topografía

Otros factores importantes son la entrega y manejo inadecuado de las corrientes de agua lluvia o servida recolectadas en el área urbana, la cual puede producir focos de erosión, la infiltración en zanjas no revestidas al igual que la existencia de pozos sépticos o de infiltración.

10.3 MODIFICACION DE LA TOPOGRAFIA

La modificación de la topografía del terreno mediante cortes o rellenos puede producir la activación de un deslizamiento. Un corte en un talud produce varios cambios sustanciales en el estado de la formación residual.

Deslizamiento causado por infiltración de agua causada por el hombre

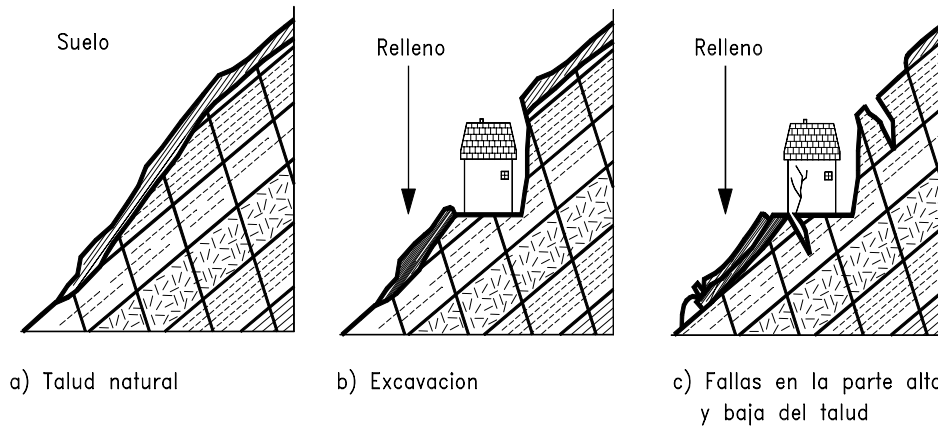


Figura 10.2 Los cortes y rellenos pueden generar deslizamientos de tierra debidos a los cambios de esfuerzos y a la infiltración de agua.

Las excavaciones generan cambios topográficos y concentración de esfuerzos de cortante y en ocasiones descubren superficies críticas para deslizamiento como estratificación, fracturas y planos de cambio de meteorización.

El fenómeno incluye una relajación de los niveles de esfuerzos a compresión y un aumento de los esfuerzos al corte, una exposición del material meteorizado al aire y a los cambios de humedad, alteración de propiedades por cambios físico - químicos causados por la exposición al aire y a la humedad, y modificación de las presiones negativas en el agua de los poros.

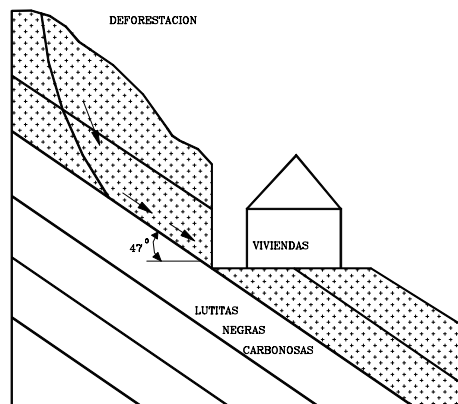


Figura 10.3 Deslizamiento en Alto Jordán – Colombia, por excavación para la construcción de un grupo de viviendas en un talud de lutitas con buzamiento fuerte.

Los materiales derivados de la Lutitas son especialmente propensos a los cambios ambientales y algunos materiales, como los derivados de Esquistos, se alteran muy rápidamente siendo cada vez más parecidos a un suelo (Sowers - 1985).

Un fenómeno muy importante es la apertura de discontinuidades heredadas, por acción de la relajación de los esfuerzos de compresión. En ocasiones se forman grietas de tensión, las cuales se convierten en conductos para la transmisión del agua infiltrada y la formación de presiones altas de poros.

Generalmente se genera un sector de discontinuidades abiertas semiparalelo a la superficie del corte y de espesor directamente proporcional a la altura del talud cortado el cual es más profundo hacia el pie del corte. La mayor parte de las fallas que ocurren al poco tiempo de ejecutado el corte están relacionados con estas grietas. El resultado puede ser un deslizamiento de forma lineal o de arco semiplano, el cual rompe el material residual, seguido por un flujo (Sowers - 1985).

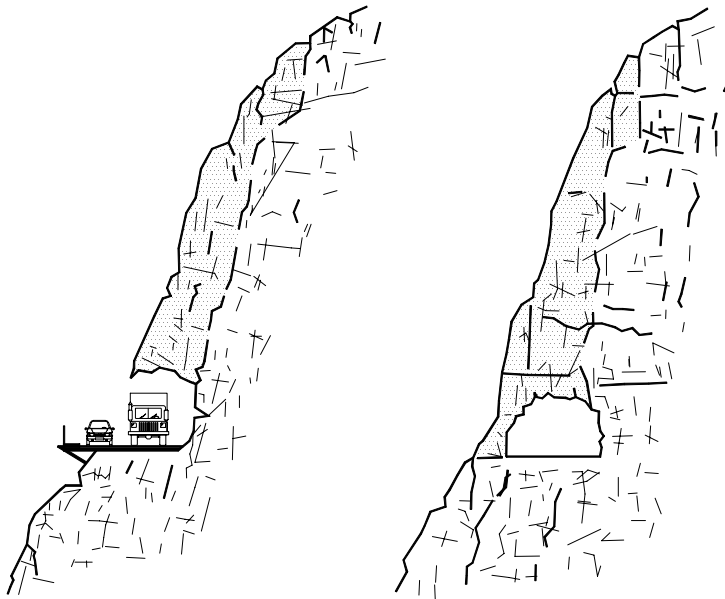


Figura 10.4 Inducción de esfuerzos de corte y relajación de esfuerzos de compresión al cortar para un semitúnel.

En el caso de suelos sin discontinuidades heredadas en ocasiones, se pueden realizar cortes altos verticales (Blight, 1988), pero cuando aparecen estructuras heredadas o discontinuidades se pueden presentar deslizamientos al poco tiempo de efectuado el corte. La ejecución de un corte en el pie de un talud puede dejar al descubierto una discontinuidad o un plano de estratificación y provocar un movimiento aún en taludes de pendiente suave (Blight y otros, 1970).

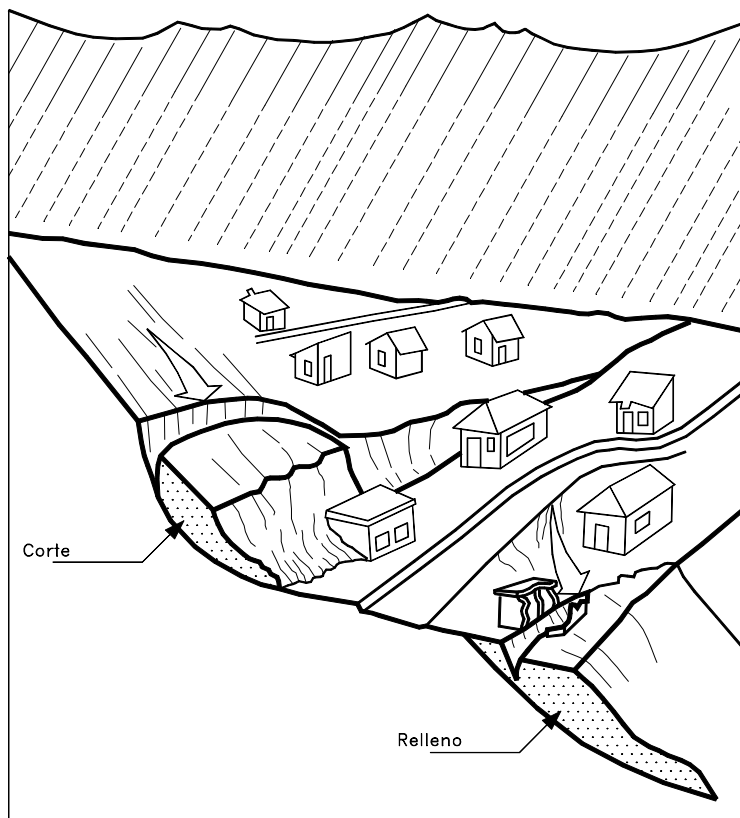


Figura 10.5 Deslizamientos y erosión producidos por corte y relleno en la construcción de una vía o la explanación para una urbanización.

Rellenos

La colocación de rellenos directamente sobre los taludes y generalmente sin compactación o compactados inadecuadamente permiten la sobrecarga de las laderas y la saturación y colapso de los suelos sueltos, facilitando los escurrimientos de suelo, flujo de los suelos sueltos saturados, y formación de cárcavas por erosión.

Los rellenos son generalmente más porosos y menos permeables que los suelos naturales, lo cual genera acumulaciones de agua en los poros. Los rellenos son menos cementados y su estructura más susceptible a deterioro o colapso por eventos sísmicos y el contacto entre el suelo natural y el relleno constituye una línea de debilidad en la cual se concentran los flujos de agua, se generan agrietamientos por diferencia en las características de deformación y comportamiento sísmico. La mayoría de los deslizamientos en rellenos ocurre a lo largo del contacto corte-relleno.

En ocasiones se colocan rellenos sobre suelos blandos como coluviones o depósitos aluviales recientes y el suelo sobre el cual se coloca el relleno puede fallar al cortante.

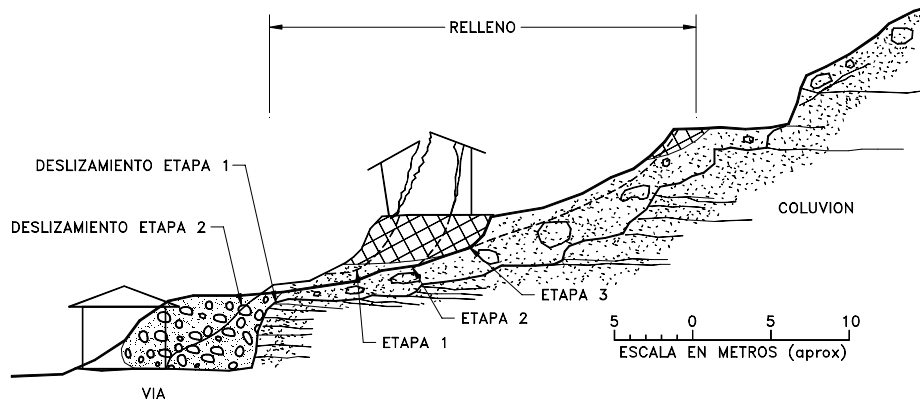


Figura 10.6 Deslizamiento ocasionado por la colocación de un relleno sobre un coluvión .

Excavaciones urbanas

Méndez (1989) describe un caso en los Andes Venezolanos así: “los Proyectistas consideraron que un sitio no difería de lo convencional de otras áreas ya desarrolladas de la ciudad, donde sin criterio geotécnico alguno emprenden obras similares. No obstante se llevaron la sorpresa de activar un deslizamiento, afectando inicialmente a las casaquintas y luego a un conjunto de viviendas por un simple corte de 2,5 metros de altura.

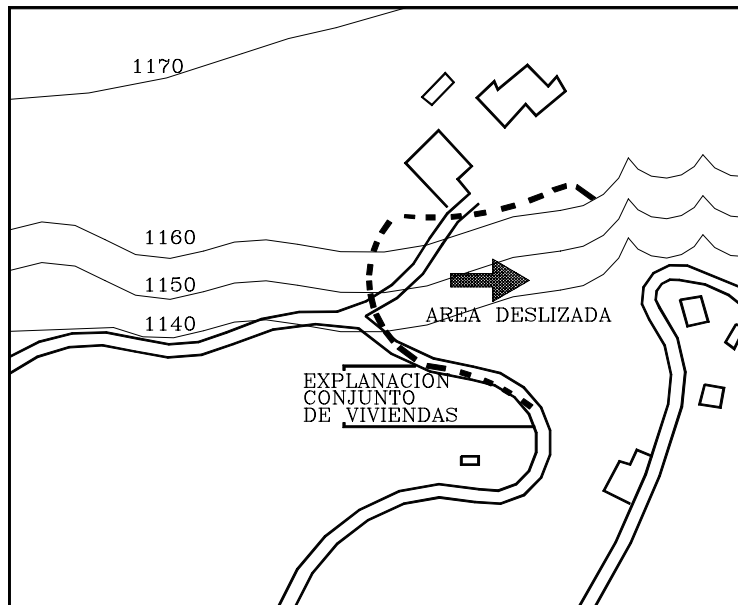


Figura 10.7 Deslizamiento ocasionado por un corte en San Cristobal – Venezuela (Méndez –1989).

Dentro de las excavaciones urbanas merecen capítulo aparte los deslizamientos de excavaciones para sótanos de edificios, de los cuales existe muy buena cantidad de casos históricos en la literatura técnica.

Explotación de materiales de construcción

Las canteras de explotación de materiales son muy comunes en zonas urbanas, afectando grandes áreas con cortes de gran altura y generando deslizamientos masivos. La utilización de explosivos para el corte de materiales generalmente induce procesos de deterioro de la estructura ,los cuales pueden terminar grandes deslizamientos.

Fotografía 10.2 La deforestación y los cambios hidrológicos superficiales favorecen la activación de deslizamientos y flujos.

10.4 DEFORESTACION

La deforestación ha sido identificada como un elemento muy importante de desestabilización de las laderas urbanas. Bauer (1996) presenta un caso en el cual la eliminación de 0.3 Km² de bosque en un área total de 0.9 Km² triplicó la escorrentía e inició un proceso de flujos de escombros (Debris Flow) que destruyó en 1971, varias casas e inundó una población en Austria. La tala y quema indiscriminada de los bosques tropicales, especialmente cerca a los núcleos urbanos ha producido efectos catastróficos de erosión masiva y ocurrencia de deslizamientos.

La Cobertura Vegetal presente determina una mayor o menor protección contra el impacto de la lluvia o la acción de las corrientes de agua. Adicionalmente la vegetación retarda la escorrentía regulando los picos de caudal de las corrientes.

Al eliminar la protección vegetal (cualquiera que sea ésta) se deja el terreno expuesto al impacto de las gotas de lluvia, las cuales producen erosión laminar, seguida por formación de surcos, los cuales pueden convertirse en cárcavas. La situación se agrava aún más cuando se remueve la parte superficial del terreno o descapote la cual funciona como una segunda capa de protección natural contra la erosión y la infiltración de agua.

10.5 CAMBIOS HIDROLOGICOS

La intervención humana del medio físico produce cambios importantes en la hidrología en las áreas urbanas en las siguientes formas:

- a) Eliminación de áreas cubiertas por bosques o vegetación y su reemplazo por áreas duras y edificaciones.
- b) Cambios topográficos para adaptar los terrenos al proceso de urbanización.
- c) Canalización de aguas por medio de pavimentos, sumideros y alcantarillados, disminución de la rugosidad, inhibición de la infiltración y de la evapotranspiración, aumento de los caudales y reducción del tiempo de concentración.
- d) Aumento de caudales con las aguas de acueducto tomadas de otras cuencas.
- e) Transporte de aguas de una microcuenca a otra a través del sistema de alcantarillado.

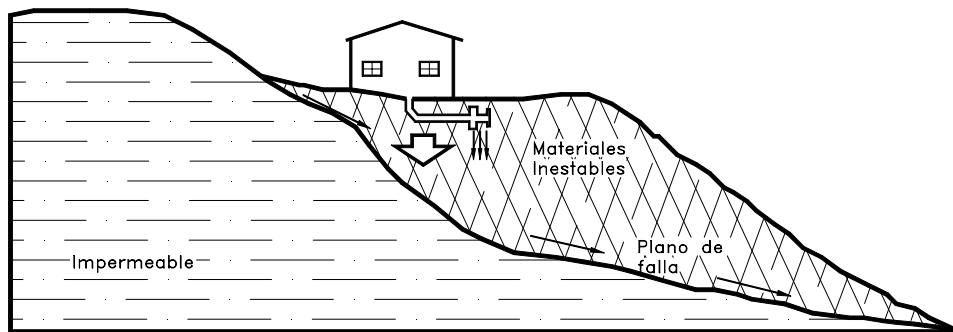


Figura.10.8 Deslizamiento de un relleno o de un coluvión por infiltración de agua.



Figura 10.9 Líneas de nivel freático inducidas por la infiltración de un tanque de almacenamiento de agua que produjo el deslizamiento de la Colina en Bucaramanga – Colombia-1996.

Modificaciones del régimen de agua subterránea por recarga urbana

Los procesos de urbanización producen cambios sustanciales en la situación de las aguas subterráneas. Se producen varios efectos entre los cuales se encuentra la impermeabilización y las fugas de las instalaciones de agua.

La impermeabilización debida a la urbanización disminuye la evaporación e infiltración y aumenta la escorrentía. Aunque la proporción de área cubierta es un factor clave, debe anotarse que algunos tipos de pavimento como los adoquines y asfaltos porosos son muy permeables. Adicionalmente, algunas zonas descubiertas no poseen drenaje de agua lluvia y pueden facilitar la infiltración forzada.

La urbanización también produce cambios radicales en los cursos de las cañadas o cuerpos de agua.

Los sistemas de distribución de agua generalmente presentan una gran cantidad de pérdidas entre 20 y 50% (Lawrence y Cheney, 1996). En Inglaterra la cantidad de pérdidas varía generalmente, entre 20 y 30% (Price y Reed, 1989). Buena parte de estas

pérdidas es agua infiltrada al suelo en el sistema de distribución, incluyendo tanques de almacenamiento, válvulas, fugas en los ductos y exudación. Es muy común encontrar fugas importantes de ductos de agua de los servicios públicos. Los casos más graves generalmente corresponden a fugas de ductos de acueducto debido a las presiones altas o tanques de almacenamiento colocados en las coronas de los taludes. (Longworth - 1992). El caso es especialmente grave en suelos permeables, en los cuales el agua fugada de los ductos no sale hacia la superficie del terreno sino que se infiltra totalmente en el suelo. En esta forma, la fuga se convierte en una componente muy importante de la recarga. Como caso histórico se puede mencionar el deslizamiento de 120.000 m³ de una ladera en Bucaramanga - Colombia, inducido por fugas e infiltraciones de agua, en el área de un tanque de acueducto en la corona del talud, en una terraza aluvial de arenas arcillosas cementadas. El nivel freático ascendió más de 10 metros en un área importante de terreno, generando el deslizamiento.

Además, debe mencionarse las infiltraciones de pozos sépticos o campos de infiltración y en canales. En un deslizamiento de tierra en Medellín - Colombia, un pequeño canal de agua en una ladera deforestada arriba de la ciudad activó un deslizamiento que produjo la muerte de más de 300 personas.

La recarga debida a las pérdidas en el sistema de acueducto representa en la mayoría de las ciudades un factor muy importante de inestabilidad en los taludes. Las tasas de fuga varían grandemente de una zona urbana a otra debido a que los ductos antiguos son más susceptibles a fuga que los sistemas nuevos. Adicionalmente, las zonas urbanas sometidas a eventos sísmicos poseen mayores tasas de fracturas de tuberías. La recarga total por unidad de área puede representar un porcentaje muy importante de la infiltración total y en ocasiones muy superior a ésta. En la tabla 10.1 se muestra la información obtenida en la literatura, sobre la recarga total relacionada por procesos urbanos, la cual como se puede observar, es muy alta en ciudades de países no desarrollados, comparativamente con las de países industrializados.

Tabla 10.1 Impacto de la recarga urbana sobre el agua subterránea en algunas ciudades

Ciudad	Litología	Incremento en la Recarga en mm./año	Causas de la Recarga	Referencias
Liverpool (Inglaterra)	Arenisca	55	Fugas de acueducto	Price y Reed (1989)
Mérida (México)	Caliza	500	Fugas de acueducto, alcantarillado y pozos sépticos	Morris (1994)
Santacruz (Bolivia)	Depósitos aluviales	150 a 170	Fugas de acueducto, alcantarillado y pozos sépticos	Morris (1994)
Hat Yai (Tailandia)	Aluvión costero	60	Fugas de acueducto	Lawrence (1994)
Lima (Perú)	Grava aluvial	700	Fugas de acueducto e irrigación	Geake (1986)

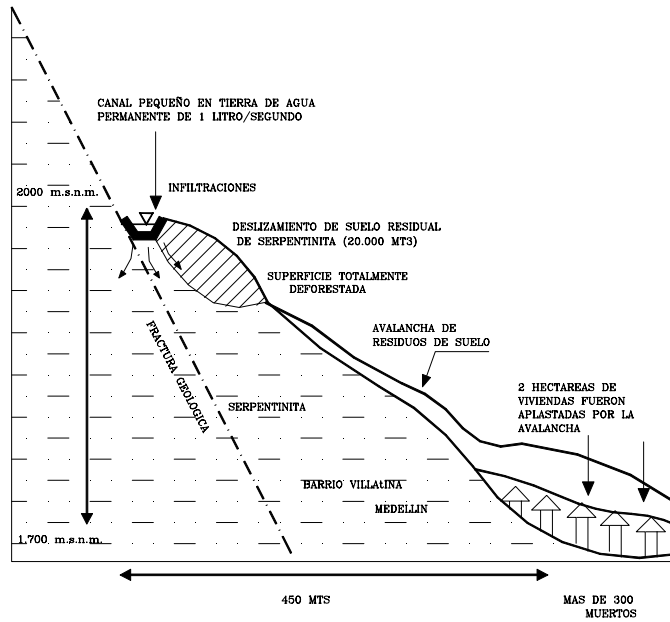


Figura 10.10 Deslizamiento Villatina – Medellín Colombia, 1987

Las fugas de los sistemas de alcantarillado pueden ser muy altas; por ejemplo, en la ciudad de Mérida (Mexico), Morris (1994) reporta que el 95% de las aguas descargadas al sistema sanitario terminan como aguas subterráneas para una geología de calizas karsticas. Existen en la literatura algunos casos similares debido a que las cavernas que se forman en la roca o el suelo permiten la captación de cualquier cantidad de agua que se fugue de los ductos.

Las fugas son relativamente bajas en tuberías o colectores nuevos; sin embargo, el deterioro de los ductos con el tiempo puede producir una mayor susceptibilidad a la ocurrencia de fugas

Mal manejo de aguas lluvias y residuales

Ruth y Moulton (1996) indican que la concentración de agua superficial o sub-superficial en un sitio con situación geológica desfavorable es una causa primaria de inestabilidad de taludes. Las entregas puntuales sobre los taludes producen cárcavas que pueden representar una amenaza directa para las viviendas que producen el vertimiento.

La falta de sistemas de alcantarillado es el caso más grave para la formación de cárcavas de erosión, teniendo en cuenta que las calles actúan como colectores de aguas y se pueden producir familias de cárcavas de gran tamaño. Las entregas de los sistemas de aguas de alcantarillado en sitios potencialmente susceptibles geotécnicamente pueden formar grandes cárcavas, las cuales pueden terminar en deslizamientos de tierra.

La falta de sumideros para aguas lluvias o poca capacidad de estos. En este caso el sistema de alcantarillado no es eficiente en la recolección de las aguas lluvias y las calles actúan como sistemas alternativos con la consiguiente formación de cárcavas.

La falta de sistemas colectores de agua en las coronas de los taludes o en la superficie de las áreas urbanizadas. Las aguas lluvias fluyen por la superficie de los taludes formando surcos y cárcavas. La falta de sistemas colectores aumenta la recarga hacia los niveles freáticos y es muy importante en los sectores de alta densidad de población.

Disposición inadecuada de basuras y residuos sólidos

La disposición inadecuada de basuras sobre los taludes permite muy fácilmente la infiltración, formando depósitos de agua subsuperficial y corrientes de agua en la interface entre la basura y el suelo, los cuales producen escurrimientos de suelo y basura y en ocasiones deslizamientos del suelo debajo de las basuras.

Muchos deslizamientos han ocurrido de depósitos o acumulación de residuos industriales junto a núcleos urbanos.

El manejo de residuos en gran escala ocasiona acumulaciones grandes de material y aunque generalmente se construyen diques de contención, la acumulación de agua dentro de los depósitos de los residuos es tal, que éstos se comportan como líquidos viscosos, destruyendo a menudo los diques y produciendo flujos y avalanchas de gran magnitud.

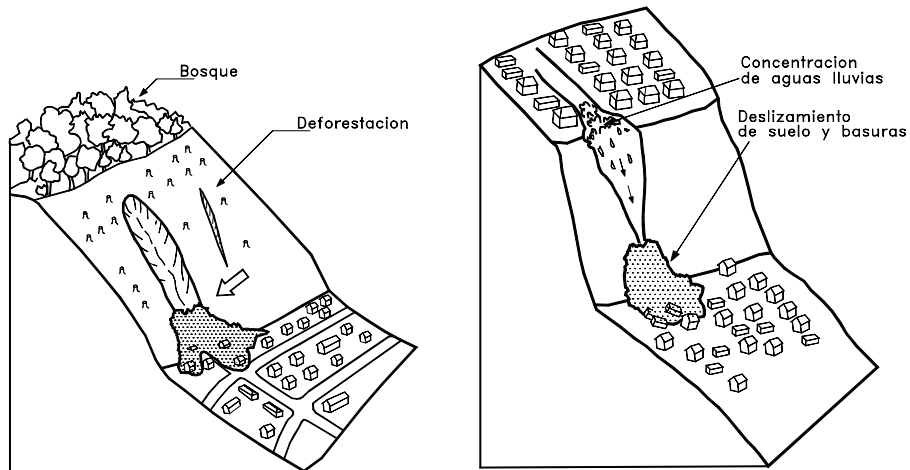


Figura 10.11 Deslizamientos urbanos relacionados con alteraciones del medio ambiente.

Modificación de los cauces de cañadas o ríos

Los cauces de las corrientes son estables mientras no se modifique su cauce, ni se realice extracción de materiales o cambien las condiciones hidráulicas de la corriente o hidrológicas de la cuenca.

Los factores más importantes de desequilibrio son: la extracción de materiales del fondo del cauce, la modificación de la topografía de la corriente, la construcción de estructuras dentro del cauce, los vertimientos de aguas residuales, los cambios hidrológicos debidos al proceso de urbanización y la deforestación de la cuenca.

Los efectos relacionados con la explotación de materiales del cauce en corrientes de alta montaña se pueden resumir en la siguiente forma: Aguas abajo del sitio: Disminuye la sedimentación produciéndose una profundización de la sección del cauce. Aguas arriba del sitio: La pendiente promedio longitudinal del cauce se hace mayor, aumentándose las velocidades y el poder de socavación. La profundización del cauce aumenta la altura de los taludes semiverticales, los cuales pueden producir deslizamientos.

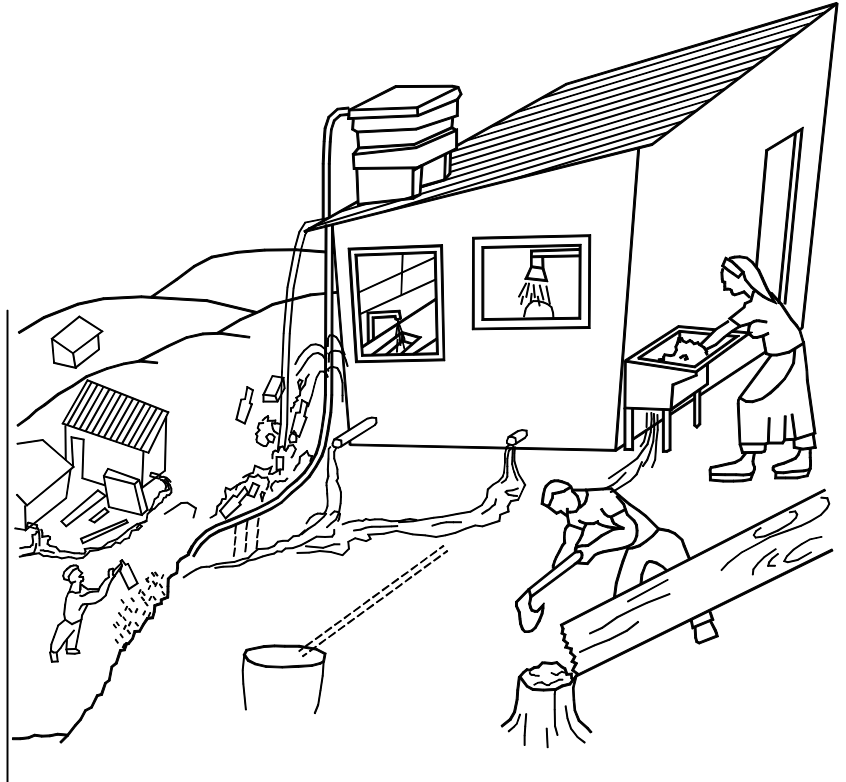


Figura 10.12 Fuentes domésticas de erosión urbana

Irrigación, Lagos ornamentales y otros cuerpos de agua

La construcción de canales de irrigación de agua, los procesos de irrigación propiamente dichas, la construcción de lagos ornamentales o depósitos superficiales de agua, constituyen puntos concentrados de infiltración que generan variaciones considerables en el régimen de aguas subterráneas. En especial los depósitos de agua a mitad de ladera presentan condiciones muy delicadas de concentración de corrientes de agua, aguas abajo del depósito y en ocasiones han producido deslizamientos de tierra de gran magnitud.

10.6 PROCESOS DE EROSION URBANA

Los cambios hidrológicos pueden producir procesos de erosión, los cuales actúan como iniciadores de deslizamientos.

Los procesos de erosión obedecen a fenómenos regidos por leyes naturales y puede considerarse normal que ocurran; sin embargo, la acción antrópica puede acelerarlos a tal punto de poner en peligro vidas humanas y construcciones (Angelieri Cunha - 1991). El problema es de especial gravedad en áreas urbanas con topografía montañosa y materiales de suelo susceptibles a la erosión.

En los casos de erosión urbana se han detectado tres mecanismos:

1. Formación de cárcavas

Debido al manejo inadecuado de las aguas lluvias o servidas, procesos de urbanismo, etc.

El principal fenómeno es la ocurrencia de cárcavas localizadas de gran tamaño, conectadas o desconectadas al sistema de drenaje. Las cárcavas son producidas generalmente por entregas localizadas de agua en sitios susceptibles. La concentración de aguas propicia un aumento de la energía del agua, la cual en contacto con el terreno desencadena un proceso de erosión localizado.

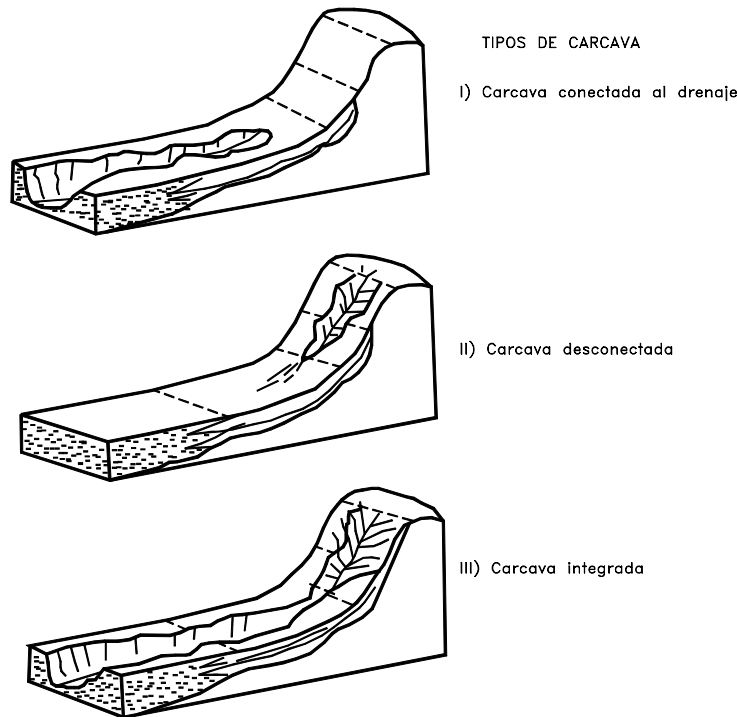


Figura 10.13 Tipos de Cárcava

Las concentraciones de agua y formación de cárcavas pueden estar relacionadas con los siguientes elementos:

a) Falta de sistemas de alcantarillado. Es el caso más grave para la formación de cárcavas teniendo en cuenta que las calles actúan como colectores de aguas y se pueden producir familias de cárcavas de gran tamaño. En áreas de desarrollos desordenados las cárcavas pueden ocurrir en medio de los asentamientos humanos. Las entregas puntuales sobre los taludes producen cárcavas que pueden representar una amenaza directa para las viviendas que producen el vertimiento.

Fotografía 10.3 Las entregas de alcantarillado son comunmente sitios de erosión concentrada y causa de deslizamientos de tierra.

- b) Entregas de los sistemas de aguas de alcantarillado en sitios potencialmente susceptibles. Generalmente, para los diseños de sistemas de alcantarillado no se analiza la estabilidad a la erosión de los sitios de entrega y es práctica corriente el entregar las aguas en el sitio más cercano sin ningún tipo de análisis de los problemas de erosión. La entrega de grandes corrientes de agua en sitios susceptibles a erosionarse puede formar grandes cárcavas las cuales pueden terminar en deslizamientos de tierra.
- c) Falta de sumideros para aguas lluvias o poca capacidad de estos. En este caso el sistema de alcantarillado no es eficiente en la recolección de las aguas lluvias y las calles actúan como sistemas alternativos con la consiguiente formación de cárcavas.

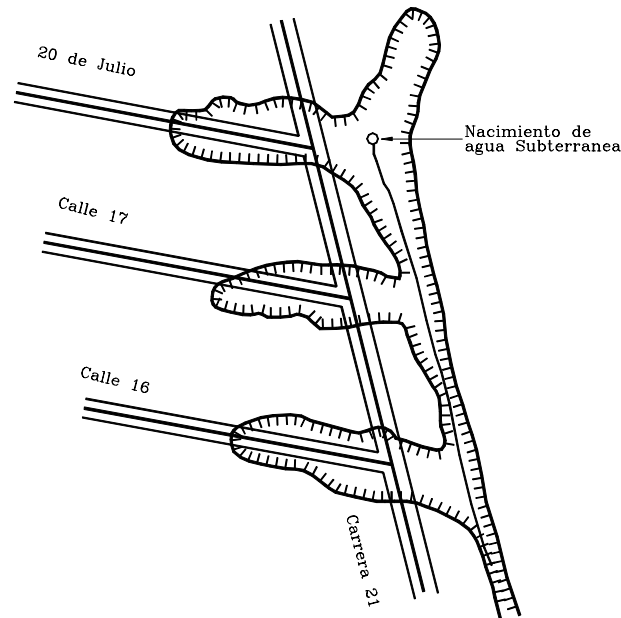


Figura 10.14 Formación de cárcavas por urbanismo inadecuado.

- d) Falta de sistemas colectores de agua en las coronas de los taludes o en la superficie de las áreas urbanizadas (Figuras 4 y 5). Las aguas lluvias fluyen por la superficie de los taludes formando surcos y cárcavas.
- e) Ejecución inadecuada de rellenos. Los rellenos sin compactación o compactados inadecuadamente permiten la saturación y colapso de los suelos sueltos facilitando los escurrimientos de suelo y formación de cárcavas por erosión y/o por flujo de los suelos sueltos saturados.
- f) Disposición inadecuada de basuras sobre los taludes. Las basuras permiten muy fácilmente la infiltración formando depósitos de agua subsuperficial y corrientes de agua en la interface entre la basura y el suelo; se producen escurrimientos de suelo y basura formando cárcavas las cuales crecen en un proceso combinado de erosión y flujos.
- g) Remoción de la vegetación. Al eliminar la protección vegetal (cualquiera que sea esta) se deja el terreno expuesto al impacto de las gotas de lluvia las cuales producen erosión laminar, seguida por formación de surcos, los cuales pueden convertirse en cárcavas. La situación se agrava aún más cuando se remueve la parte superficial del

terreno o descapote, la cual funciona como una segunda capa de protección natural contra la erosión.

2. Profundización y erosión lateral en cauces de ríos

La corriente de agua de una cañada o río profundiza el fondo del cauce y puede activar deslizamientos laterales.

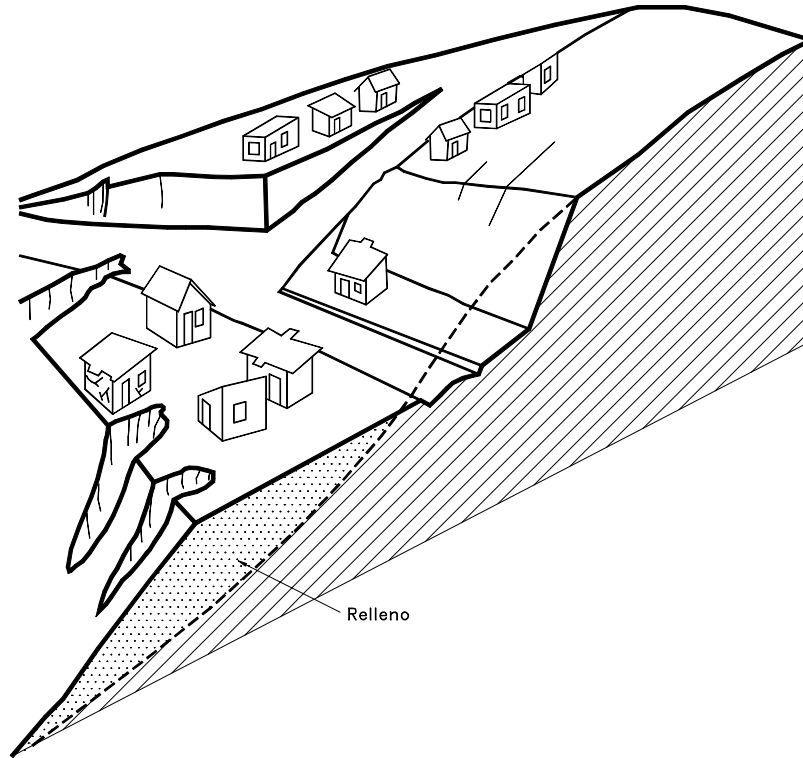


Figura 10.15 Los rellenos urbanos son muy susceptibles a procesos de erosión.

3. Erosión por afloramiento de agua subterránea al profundizarse los cauces de las quebradas o ríos.

El agua al aflorar a la superficie de un talud o ladera arrastra partículas de suelo o se produce el colapso por exceso de presión de poros o fuerza de la corriente interna. Este proceso puede generar deslizamientos, los cuales generalmente, progresan ladera arriba sobre una superficie base de falla.

El principal fenómeno es la ocurrencia de cárcavas localizadas de gran tamaño, conectadas o desconectadas al sistema de drenaje. Las cárcavas son producidas generalmente, por entregas localizadas de agua en sitios susceptibles. La concentración de aguas propicia un aumento de la energía del agua, la cual en contacto con el terreno desencadena un proceso de erosión localizado.

Con frecuencia los procesos de erosión antrópica tienen su origen en la excavación de materiales de suelo por debajo de los niveles freáticos destapando las corrientes subterráneas de agua y generando afloramientos.

Cuando el agua subterránea aflora a la superficie del terreno puede producir el desprendimiento de las partículas de suelo, generando cárcavas. Cuando en el avance de una cárcava de erosión subsuperficial se captura un contacto en el cual existe afloramiento de agua subterránea, éste contacto trata de ampliarse en un proceso de deslizamientos laterales progresivos.

REFERENCIAS

- Angelier Cunha M. (1991) "Ocupação de encostas" Manual del Instituto de Pesquisas Tecnológicas, Estado de São Paulo, Brasil. 216 p.
- Amaral C., Vargas E., Krauter E. (1996) "Analysis of Rio de Janeiro landslide Inventory data" Seventh international symposium on landslides Trondheim Norway. pp 1843-1846.
- Bauer M. (1996) "Human interferences with metastable slopes of the Stubnerkogel near Badgastein (Austria) and their consequences for slope stability". Seventh international symposium on landslides Trondheim Norway. pp. 443-446.
- Carvalho E. T. (1995) "Erosão nos meios urbanos: Prevenção e Controle" 5o. Simposio Nacional de Controle de Erosão. Bauru Brasil p.33.
- Cvetkovic-Mrkic, S., Janjic, I.M. (1997) "Environmental aspects of interaction between structures and geologic milieu" Engineering Geology and the Environment, pp. 2647-2652.
- Geake, A.K., Foster, S.S.D., Nakamatsu, N., Valenzuela, C.F. y Valverde M.L. (1986) "Groundwater recharge and pollution mechanisms in urban aquifers of arid regions". BGS Hydrogeology Research Report 86/11.
- Koukis G., Tsiambaos G., Sabatakakis N. (1996) "Landslides in Greece: Research evolution and quantitative analysis" Seventh international symposium on landslides Trondheim Norway. pp. 1935-1940.
- Lawrence A.R., Cheney C., (1996) "Urban Groundwater". Urban Geoscience, Balkema, Rotterdam, pp.61-80.
- Lawrence, A.R., Morris, B.L., Foster, S.S.D. (1994) "Groundwater recharge-changes imposed by rapid urbanisation". Presented at AGID-GSHG-GSEG Meeting, Geoscience and the Urban Environment. In: Geohazards and Engineering Geology. Engineering Geology Special Publication, Geological Society, in press.
- Lekkas E., Kranis H., Stylianos P., Leounakis M (1996). "Earthquake induced landslides during the great Hanshin Earthquake of January 17th, 1995 (Kobe, Japan)". Seventh international Conference on Landslides Trondheim Norway Volume 2 pp 989-993.
- Longworth T.I. (1992) "Investigation, monitoring and emergency remedial works at the La Butte landslide, Mauritius" Sixth international symposium on Landslides Christchurch. pp.1593-1602.
- Méndez E. (1989) "Deslizamientos por Excavaciones al pie de ladera, Experiencias históricas de un área urbana de los Andes Venezolanos. I Simposio Suramericano de deslizamientos Paipa, Colombia. Pp 362-381.
- Morris, B.L., Lawrence, A.R., Stuart, M.E. (1994) "The impact of urbanisation on groundwater quality (Project summary report)". BGS Technical Report WC/94/56.
- Price, M., Reed, D.W. (1989) "The influence of mains leakage and urban drainage on groundwater levels beneath conurbations in the UK". Proc. Instn. Civil Engrs., Part I, Vol 86, pp. 31-39.
- Ruth B.E., Moulton L.K. (1996) "Colluvial Landslides in Weathered sedimentary rock terrain" Seventh international symposium on landslides Trondheim Norway. Pp 861-866.
- Sanabria M. V. (1996) "Análisis de los procesos de formación y progreso de cárcavas de erosión en áreas urbanas. Proyecto de grado. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga - Colombia.
- Sawaya de Carvalho P. A. (1991) "Taludes de Rodovias" Instituto de Pesquisas Tecnológicas, Estado de São Paulo. Brasil, 388 p.
- Suárez J. (1993) "Manual de Ingeniería para el control de erosión" CDMB-Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, 338 p.
- Suárez J. (1995) "Erosión urbana en Colombia". 5o. Simposio Nacional de Controle de Erosão. Bauru, Brasil p. 45.

11 Zonificación de Amenaza y Riesgo

11.1 INTRODUCCION

La ocurrencia de deslizamientos es un fenómeno sujeto a muchos grados de incertidumbre debido a que los deslizamientos incluyen diferentes tipos de movimientos, velocidades, modos de falla, materiales, restricciones geológicas, etc. Morgenstem (1997), expresó que el papel de factor de seguridad es complejo debido a que no tiene en cuenta la incertidumbre de la ignorancia con respecto a la confiabilidad de los datos para el análisis, a incertidumbres en los modelos matemáticos y a incertidumbres humanas.

Cuando existe incertidumbre de la posibilidad o no de la ocurrencia de un fenómeno, generalmente, se toman decisiones equivocadas de diseño. El costo de un proyecto puede resultar muy alto o se tienen que asumir riesgos de características y magnitudes no determinadas.

La zonificación de amenazas y riesgos es una herramienta muy útil para la toma de decisiones, especialmente en las primeras etapas de planeación de un proyecto.

La zonificación consiste en la división del terreno en áreas homogéneas y la calificación de cada una de estas áreas, de acuerdo al grado real o potencial de amenaza o de riesgo.

El mapeo puede realizarse sobre un área donde se tiene información de la ocurrencia de deslizamientos o se tiene un inventario de estos eventos, o sobre áreas en las cuales no se tiene conocimiento de deslizamientos en el pasado, pero se requiere predecir la posibilidad de amenazas hacia el futuro. En el primer caso se trabaja con una metodología de mapeo directo con base en la experiencia y en el segundo una de mapeo indirecto con base en los factores que contribuyen a su ocurrencia.

Se debe diferenciar entre técnicas de análisis relativo y técnicas de análisis absoluto. El análisis relativo presenta la posibilidad diferencial de ocurrencia de deslizamientos sin dar valores exactos y en el análisis absoluto se presentan factores de seguridad o probabilidad real de ocurrencia de movimientos.

Carrara diferenció las técnicas de zonificación en tres formatos así:

1. Modelos de caja blanca (White box model), los cuales se basan en modelos físicos de estabilidad de taludes y modelos hidrológicos. A estos se le conocen como modelos determinísticos.

2. Modelos de Caja negra (Black box model), los cuales se basan en análisis estadístico solamente.
3. Modelos de caja gris (Gray box model), basados parcialmente en modelos físicos y parcialmente en estadística.

La zonificación puede efectuarse en diferentes escalas, de acuerdo a la Asociación Internacional de Ingeniería Geológica (1976).

1. Escala nacional (más de 1: 1.000.000). A esta escala se pueden tomar decisiones de política general pero no permite definir metodologías de prevención o manejo.
2. Escala regional (1:100.000 a 1:500.000).
3. Escala de cuenca (1:25.000 a 1:50.000). Esta escala da información de la amenaza o riesgo y permite realizar evaluaciones de costos.
4. Escala grande (1:5.000 a 1:15.000). Esta escala permite la toma de decisiones sobre prevención y manejo. Generalmente, la escala 1:5.000 es la mejor para establecer planes de manejo de los riesgos (Leroi, 1996).

Dependiendo de la escala se pueden obtener mapas de utilidad diversa, por ejemplo para planeación general se pueden utilizar mapas a escala regional, trabajando áreas de hasta 1.000 kilómetros cuadrados pero para zonificación urbana se requiere trabajar en escalas grandes que permitan trazar líneas muy claras de delimitación de las áreas de riesgo.

11.2 DEFINICION DE TERMINOS

El IUGS (1997) definió una serie de términos para la utilización en el análisis cuantitativo de amenaza y riesgo para taludes y deslizamientos los cuales se indican a continuación:

Riesgo

Es una medida de la probabilidad y severidad de un efecto adverso a la vida, la salud, la propiedad o el ambiente. Se mide en vidas humanas y propiedades en riesgo.

El riesgo generalmente se le estima como el producto de probabilidad X consecuencias.

Peligro

El deslizamiento geoméricamente y mecánicamente caracterizado se le define como peligro.

Amenaza

Una condición con el potencial de causar una consecuencia indeseable. Una descripción de amenaza a deslizamientos debe incluir las características de los deslizamientos, incluyendo el volumen o áreas de los movimientos y su probabilidad de ocurrencia. También es importante describir las velocidades y las velocidades diferenciales de los deslizamientos.

Alternativamente la amenaza es la probabilidad de que ocurra un deslizamiento particular en un determinado tiempo.

Elementos en riesgo

Se incluyen la población, edificios, obras de infraestructura, actividades económicas, servicios públicos en el área potencialmente afectada por los deslizamientos.

Probabilidad

La posibilidad de un resultado específico medido como la relación de los resultados específicos sobre el número total posible de resultados. La probabilidad se expresa como un número entre 0 y 1 indicando con 0 la imposibilidad de ocurrencia y con 1 la certeza.

Vulnerabilidad

El grado de probabilidad de pérdida de un determinado elemento o grupo de elementos dentro del área afectada por el deslizamiento. Se expresa en una escala de 0 (no pérdida) a 1 (pérdida total).

Análisis de Riesgo

El uso de la información disponible para estimar el riesgo a individuos o población, propiedades o el ambiente debido a las amenazas. El análisis de riesgo generalmente, comprende tres pasos: definición del alcance, identificación de la amenaza y la estimación de riesgo.

Valoración del Riesgo

El proceso del análisis de riesgo y evaluación de riesgo.

Estimación del Riesgo

El proceso utilizado para producir una medida del nivel de riesgos de salud, propiedad o ambiente que son analizados. La estimación del riesgo incluye las siguientes etapas: análisis de frecuencia, análisis de consecuencia y su integración.

Evaluación del Riesgo

La etapa a la cual los juicios y valores entran en el proceso de decisiones, explícita o implícitamente, incluyendo consideraciones de la importancia de los riesgos estimados y las consecuencias sociales, ambientales y económicas asociadas, con el propósito de identificar un rango de alternativas para el manejo de los riesgos.

Manejo de Riesgo

El proceso completo de evaluación del riesgo y control de riesgo.

Riesgo aceptable

Un riesgo para el cual, para los propósitos de vida o trabajo nosotros estamos preparados a aceptar tal como es, sin preocupación de su manejo. La sociedad no considera justificable realizar gastos para reducir esos riesgos.

Riesgo tolerable

Un riesgo que la sociedad tiene la voluntad de vivir con él, con la confianza de que está apropiadamente controlado hasta donde es posible.

Riesgo Individual

El riesgo de la fatalidad o lesión de un individuo identificable con nombre propio, quien vive dentro de la zona expuesta al deslizamiento y quien tiene un sistema de vida particular que lo puede exponer al deslizamiento o sus consecuencias.

Riesgo social

El riesgo de lesiones múltiples o muertes a una sociedad como un todo.

11.3 SUSCEPTIBILIDAD

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.

La susceptibilidad se puede evaluar de dos formas diferentes:

1. Sistema de la experiencia

Se utiliza 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.

2. Sistema teórico

Se mapea el mayor número de factores que se considera que puedan afectar la ocurrencia de deslizamientos y luego se analiza la posible contribución de cada uno de los factores.

Preparación de mapas de susceptibilidad a los deslizamientos

El mapa de susceptibilidad es un mapa en el cual se zonifica las unidades de terreno que muestran una actividad de deslizamientos similar o de igual potencial de inestabilidad, la cual es obtenida de un análisis multivariable entre los factores que pueden producir deslizamientos y el mapa de inventario de deslizamientos.

No existe un procedimiento estandarizado para la preparación de mapas de susceptibilidad a los deslizamientos y existe mucha libertad en la determinación de los pasos a seguir.

En áreas de montañas de alta pendiente y valles semiplanos se pueden identificar las áreas de acuerdo a su topografía. Si se posee un mapa geológico, a cada formación se le puede asignar un grado de susceptibilidad, y se puede combinar formación geológica y topografía para identificar áreas diferentes dentro de la misma formación. Combinando

mapas de pendientes y de geología dentro de un sistema de información geográfica se pueden lograr resultados interesantes.

Se recomienda localizar con mucha precisión las áreas cubiertas por coluviones, las cuales son generalmente de susceptibilidad alta, al igual que las áreas con procesos intensos de erosión y las áreas de influencia de las grandes fallas geológicas. Se deben tener en cuenta otros factores tales como uso de la tierra y drenaje.

Para la elaboración del mapa de susceptibilidad se tienen en cuenta generalmente tres elementos:

- 1) Inventario de deslizamientos ocurridos en el pasado.
- 2) Topografía y mapa de pendientes
- 3) Características geológicas, geomorfológicas y geotécnicas del terreno.

Tabla 11.1 Criterios para determinar el grado de susceptibilidad a los deslizamientos (Kanungo - 1993)

Grado de susceptibilidad	Criterio
Muy alta	Laderas con zonas de falla, masas de suelo altamente meteorizadas y saturadas, y discontinuidades desfavorables donde han ocurrido deslizamientos o existe alta posibilidad de que ocurran
Alta	Laderas que tienen zonas de falla, meteorización alta a moderada y discontinuidades desfavorables donde han ocurrido deslizamientos o existe la posibilidad de que ocurran.
Moderada	Laderas con algunas zonas de falla, erosión intensa o materiales parcialmente saturados donde no han ocurrido deslizamientos pero no existe completa seguridad de que no ocurran.
Baja	Laderas que tienen algunas fisuras, materiales parcialmente erosionados no saturados con discontinuidades favorables, donde no existen indicios que permitan predecir deslizamientos.
Muy baja	Laderas no meteorizadas con discontinuidades favorables que no presentan ningún síntoma de que puedan ocurrir deslizamientos.

La información de los mapas de susceptibilidad a los deslizamientos se puede utilizar más eficientemente si en los mapas se incluyen las técnicas que se pueden utilizar para la reducción de la susceptibilidad.

Tabla 11.2 Valoración de factores para evaluación de susceptibilidad a deslizamiento debida a lluvia (Asian Technical committee on geotechnology for natural Hazards in ISSMFE, 1997)

Factor	Característica	Peso
Altura del talud	≥10 m.	7
	<10 m.	3
Inclinación del talud	≥45°	1
	<45°	0
Salientes topográficas (overhangs)	Presentes	3
	Ausentes	0
Espesor de suelo superficial	≥0.5 m.	1
	<0.5 m.	0
Nacimientos de agua	Presentes	1
	Ausentes	0
Fallas alrededor del área	Presentes	3
	Ausentes	0

Inventarios de deslizamientos

Después de un cuidadoso análisis de las fotografías aéreas y correlaciones de campo, se digitalizan sobre los mapas topográficos las áreas de deslizamientos activos o inactivos que se detectaron en el área estudiada. En algunos países se tienen mapas muy completos de inventario de los deslizamientos existentes generalmente, utilizando sistemas de información geográfica.

Para la preparación de un mapa de inventario de deslizamientos se recomiendan los pasos siguientes (Brabb-1993):

- Determinación de los recursos humanos disponibles.
- Entrenamiento del personal especialmente en el reconocimiento de los fenómenos.
- Preparación de las convenciones a utilizar y sistema de clasificación.
- Investigación de las fotografías aéreas disponibles del área a analizar.
- Preparación los mapas-base en los cuales se van a dibujar los deslizamientos.
- Interpretación de las fotografías aéreas y transferencia de la información a los planos.
- Chequeos de campo de áreas representativas para asegurarse de la precisión de la información.

El producto final presenta la distribución espacial de los deslizamientos en forma de áreas afectadas o símbolos. La distribución de deslizamientos puede presentarse en forma de mapa de densidades o zonas de igual cantidad de deslizamientos.

Mapa de pendientes

Para la elaboración del mapa de susceptibilidad es importante dibujar previamente un mapa de pendientes adicionalmente, a los mapas geológicos y de uso del suelo. El objetivo es generar una planta topográfica del área a estudiar delimitando las áreas de pendiente diferente en sectores o fajas de valores previamente establecidos.

Tabla 11.3 Clasificación utilizada para elaborar el mapa de pendientes.

Clasificación	Pendiente (ángulo de inclinación)
Muy baja	0 a 5 % (0 a 8.5 grados)
Baja	15 a 30 % (8.5 a 16.7 grados)
Mediana	30 a 50 % (16.7 a 26.6 grados)
Alta	50 a 100% (26,6 a 45 grados)
Muy alta	Más del 100% (más de 45 grados)

Características geológicas, geomorfológicas y geotécnicas

Se recomienda realizar un plano geológico - geotécnico en el cual se indiquen los suelos o materiales más susceptibles a sufrir procesos de deslizamiento. El objetivo principal es definir cuales áreas tienen un comportamiento crítico si estas se encuentran localizadas en zonas de influencia de corrientes de agua reales o eventuales provenientes de los sistemas de drenaje natural y artificial.

Algunos municipios disponen de planos geológicos o geotécnicos de las áreas urbanas y clasificación de sus diversos tipos de suelos con sus principales.

La metodología recomendada es la de asignar calificaciones o valores a cada parámetro geológico o geotécnico, de acuerdo a su grado de influencia sobre la susceptibilidad y las condiciones reales del material.

Tabla 11.4 Valores relativos para la ocurrencia de deslizamientos

Factor	Calificación	Ejemplo
Formación geológica	0 a 5 dependiendo de la calidad de la formación	Un coluvión matriz soportado calificación = 5 Una arcillolita susceptible calificación = 4 Un granito calificación = 3 Una arenisca competente calificación = 0
Estructura	0 a 3 dependiendo en el rumbo buzamiento y resistencia al cortante de las discontinuidades	Estructura favorable a los deslizamientos Calificación = 3 Estructura algo favorable calificación = 2 Estructura No favorable calificación = 0
Grado de meteorización	0 a 3	Muy meteorizado calificación = 3 Roca sana calificación = 0
Fracturación	0 a 3	Muy fracturada calificación = 3 Sin fracturas importantes calificación = 0
Nivel freático	0 a 5	Superficial calificación = 5 No hay nivel freático calificación = 0
Susceptibilidad Geologico-geotecnica	Suma de todas las calificaciones.	

Tabla 11.5 Pesos para evaluar la susceptibilidad de rocas a los deslizamientos (Nicholson,1997)

Factor	Característica	Peso
Espaciamiento de las discontinuidades	>2 m	2
	600 mm - 2 m	8
	200 - 600 mm	16
	60 - 200 mm	28
	<60 mm	35
Abertura de las discontinuidades mm	Cerrada – 0.1 mm	1
	0.1 - 0.5 mm	3
	0.5 - 1.0 mm	7
	1.0 - 5.0 mm	13
	>5.0 mm	15
Resistencia de la roca intacta MPa	>200	2
	100-200	5
	50-100	10
	12.5-50	18
	5-12.5	27
	<5	35
Meteorización	Roca sana	1
	Roca algo meteorizada	5
	Roca moderadamente meteorizada	10
	Roca altamente meteorizada	14
	Roca completamente meteorizada	15
Valor total de susceptibilidad		
Clase	Valor	Descripción de la susceptibilidad
1	0-20	Muy baja
2	20-40	Baja
3	40-60	Moderada
4	60-80	Alta
5	>80	Muy alta

Para la calificación de los diversos parámetros se requiere la intervención de geólogos y Geotecnistas con amplios conocimientos sobre el comportamiento de los materiales del área en estudio.

Ambalagan (1992), propuso un sistema de calificación con los pesos indicados en la Tabla 11.6.

Tabla 11.6 Peso de los diferentes factores de acuerdo a Ambalagan (1992)

Factor	Peso en el Análisis
Litología	2
Estructura y discontinuidades	2
Morfometría del talud	2
Relieve relativo	1
Uso de la Tierra y cobertura vegetal	2
Condiciones de aguas subterráneas	1
Total	10

Se divide el terreno de una serie de subáreas que tienen características similares en cada uno de los aspectos indicados. En la Litología debe tenerse en cuenta la erodabilidad de los materiales y los procesos de meteorización. Las rocas duras no meteorizadas poseen una susceptibilidad baja, mientras las rocas fisuradas o foliadas presentan una susceptibilidad alta. La estructura incluye las discontinuidades primarias y secundarias así como las superficies de estratificación.

La disposición de la estructura con relación al talud debe tenerse en cuenta de acuerdo a los siguientes parámetros:

- a. El rumbo de las discontinuidades en comparación con el rumbo de la superficie del talud.
- b. El buzamiento tanto de las discontinuidades como de las líneas de intercepción de varias discontinuidades.
- c. La localización de las discontinuidades con referencia al pie del talud.

La morfometría define las categorías de talud con base en la frecuencia de ocurrencia de determinados ángulos particulares en el talud, junto al mapa de morfometría puede prepararse reuniendo las áreas en las cuales las líneas de nivel tienen un espaciamiento estándar y pueden dividirse en pendientes inclinadas, moderadas o suaves.

El relieve relativo representa la máxima altura entre la divisoria de aguas arriba de los taludes y el valle abajo del mismo.

11.4 AMENAZA

Amenaza natural es la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno potencialmente destructor, en un área específica dentro de un determinado período de tiempo. (Varnes – 1984).

La amenaza a los deslizamientos generalmente, se muestra en planos que indican la distribución espacial de los diversos tipos de amenaza.

La zonificación de amenazas requiere tener en cuenta varios elementos:

1. Un inventario detallado de los deslizamientos y procesos de inestabilidad que han ocurrido en el pasado.
2. Un conocimiento detallado de los procesos y de los factores que los producen.
3. El análisis de la susceptibilidad a la ocurrencia de esos fenómenos, relacionada con las condiciones ambientales existentes.

Tabla 11.7 Pesos de los diferentes factores a tener en cuenta en la evaluación de amenazas a deslizamientos (Ambalagan (1992))

FACTORES GEOLOGICOS				
Factor	Descripción	Categoría	Peso	Observaciones
Litología	Tipo de material	Tipo I		Muy meteorizada
		Cuarcita y Caliza	0.2	multiplicar por 4.
		Granito y Gaugo	0.3	Algo meteorizada
		Neiss	0.4	multiplicar por 3.
				Poco meteorizada
				multiplicar por 2.
		Tipo II		Muy meteorizada
		Areniscas	1.0	multiplicar por 1.5
		Areniscas con algo de lutitas	1.3	Algo meteorizada
				multiplicar por 1.25.
		Poco meteorizada		
		multiplicar por 1.1		
Litología	Tipo III	Pizarra y Filita	1.2	
		Esquisto	1.3	
		Lutitas no arcillosas	1.8	
		Lutitas, esquistos o filitas muy meteorizadas.	2.0	
		Materiales aluviales antiguos muy bien consolidados	0.8	
		Suelos arcillosos	1.0	
		Suelos arenosos, blandos	1.4	
		Coluviones antiguos	1.2	
		Coluviones jóvenes	2.0	
		Estructura	Relación de paralelismo entre el talud y las discontinuidades	Más de 30°
21° a 30°	0.25			
11° a 20°	0.30			
6° a 10°	0.40			
Menos de 5°	0.50			
Relación entre el buzamiento de las discontinuidades y la inclinación del talud	Más de 10°		0.3	Si el del buzamiento es mayor que el del talud el ángulo es positivo y si es menor que el del talud el ángulo es negativo.
	0° a 10°		0.5	
	0°		0.7	
	0° a -10°		0.8	
	Más de -10°		1.0	
Buzamiento de la discontinuidad	Menos de 15°		0.20	
	16° a 25°		0.25	
	26° a 35°		0.30	
	36° a 45°	0.40		
	Más de 45°	0.50		
Espesor de la capa de suelo	Menos de 5 metros	0.65		
	6 a 10 metros	0.85		
	11 a 15 metros	1.30		
	16 a 20 metros	2.00		
	Más de 20 metros	1.20		

FACTORES TOPOGRAFICOS Y AMBIENTALES			
Factor	Categoría	Peso	
Morfometría Pendiente de los taludes	Más de 45°	2.0	
	36° a 45°	1.7	
	26° a 35°	1.2	
	16° a 25°	0.8	
	Menos de 15°	0.5	
Relieve relativo Diferencia de altura entre la divisoria de aguas y el valle	Menos de 100 metros	0.3	
	101 a 300 metros	0.6	
	Más de 300 metros	1.0	
Uso de la Tierra	Area Urbana	2.00	
	Cultivos anuales	2.00	
	Vegetación intensa	0.80	
	Vegetación moderada	1.20	
	Vegetación escasa	1.50	
	Terrenos áridos	2.00	
Aguas subterráneas	Inundable	1.0	
	Pantanosos	0.8	
	Muy húmedo	0.5	
	Húmedo	0.2	
	Seco	0.0	
SUMATORIA O AMENAZA TOTAL			
Amenaza total	Descripción	Suma de los pesos	
I	Amenaza muy baja	3.5	
II	Amenaza baja	3.5 a 5	
III	Amenaza moderada	5.1 a 6.0	
IV	Amenaza alta	6.1 a 7.5	
V	Amenaza muy alta	7.5	

4. El estudio de las probabilidades reales de que se presenten, las condiciones para la ocurrencia de los fenómenos. (por ejemplo, de que ocurra una lluvia o un sismo de tal magnitud que pueda activar los posibles deslizamientos de tierra).

La zonificación es el resultado de la aplicación de un modelo en el que se involucren todos los factores que intervienen en el fenómeno.

Análisis de probabilidad de Deslizamientos

La probabilidad de la ocurrencia de deslizamientos puede expresarse en los siguientes términos:

- El número de deslizamientos de ciertas características que puede ocurrir en un área por año.
- La probabilidad de que una ladera o talud particular presente deslizamientos en un determinado tiempo.
- Las fuerzas actuantes que exceden las fuerzas resistentes en términos de probabilidad sin tener en cuenta su frecuencia anual. (factor de seguridad)

Métodos de cálculo de probabilidad de ocurrencia

Existen varias formas de calcular la probabilidad de ocurrencia:

- Datos históricos en el área de estudio o en áreas de características similares.
- Métodos empíricos basados en correlaciones de acuerdo con sistemas de clasificación en estabilidad de taludes.

- c. Uso de evidencia geomorfológica junto con datos históricos o basada en criterio de los profesionales.
- d. Relación con la frecuencia e intensidad de los eventos detonantes, por ejemplo lluvias o sismos.
- e. Valoración directa basada en el criterio de un experto.
- f. Modelación de variables primarias como por ejemplo presiones fisiométricas contra eventos detonantes, junto con conocimiento de las características físicas.
- g. Aplicación de métodos formales probabilísticos, tomando en cuenta la incertidumbre en geometría, resistencia al cortante, mecanismos de deslizamiento y presiones piezométricas.

Es importante unir la información subjetiva con la información medida, lo cual puede hacerse formalmente o informalmente. Debe anotarse que existen una serie de datos importantes, los cuales no están disponibles para el análisis y cualquier valoración puede resultar incorrecta si no se tienen en cuenta.

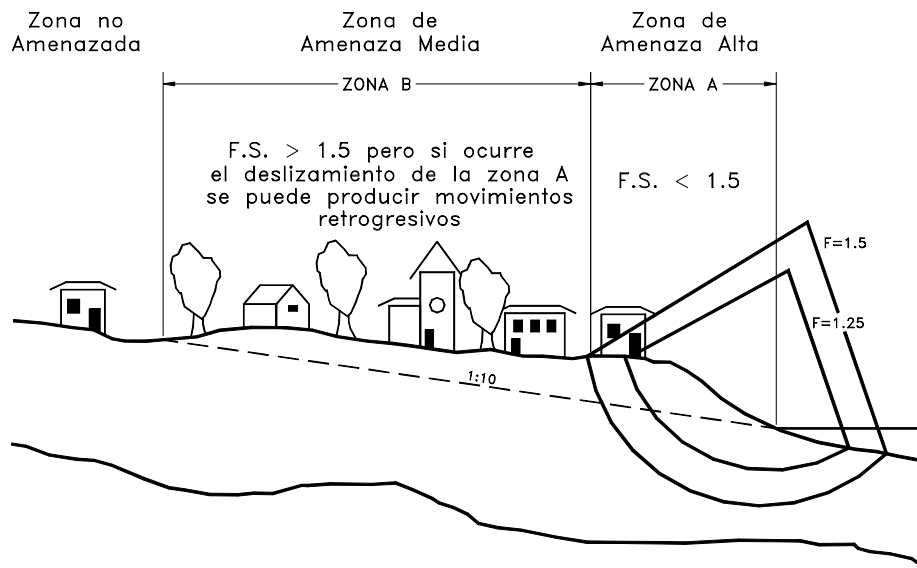


Figura 11.1 Zonificación de un área amenazada por deslizamientos

Evaluación por un Experto

La evaluación por expertos es tal vez, el método del mapeo más utilizado. Este se basa en la experiencia de un experto quien define las reglas y criterios de estabilidad y evolución de los movimientos. Estos criterios se basan en la experiencia adquirida en situaciones supuestamente similares.

Las ventajas de la evaluación por parte de un experto son el análisis multicriterio que está implícito en la mente del profesional experimentado, que puede ser analizado en diferentes escalas con un manejo constante de información anterior basada en la descripción detallada de la situación de campo.

Las desventajas de la evaluación por expertos están en la subjetividad de los criterios. Cada experto puede llegar a conclusiones diferentes de acuerdo a su propia experiencia. El experto no es dado a analizar alternativas y es muy difícil y prácticamente imposible que el experto pueda explicar su criterio y sus reglas para permitir un análisis crítico de los resultados obtenidos. (Leroi, 1996).

Mapas de Amenaza

Un mapa de amenaza a deslizamientos debe presentar información de:

- 1) Probabilidad de ocurrencia.
- 2) Tipo de deslizamientos. Cada tipo de deslizamiento puede tener un impacto diferente sobre el ambiente y producir un riesgo diferente.
- 3) Magnitud de los movimientos
- 4) Velocidad y características.
- 5) Distancia de recorrido
- 6) Límite de progresión o retroprogresión

Los mapas de amenaza se pueden digitalizar con base en los mapas de inventario, vulnerabilidad y el análisis de los diversos factores que podrían generar deslizamientos en un proyecto específico.

La elaboración de mapas de amenaza de deslizamientos es una herramienta muy importante para la planeación de obras de infraestructura tales como presas, canales, oleoductos, carreteras, líneas eléctricas, etc., por cuanto le provee a los profesionales no especializados la información sobre los diferentes tipos de deslizamiento, la severidad de las amenazas y el riesgo que pueden correr las obras que se plantea construir.

Para la elaboración de mapas de amenaza se deben analizar los siguientes parámetros:

1. Susceptibilidad a los deslizamientos

Como se expresó anteriormente esta susceptibilidad depende de las condiciones topográficas y geológicas de cada área específica y del conocimiento de deslizamientos ocurridos en el pasado.

2. Hidrología

Se deben analizar las lluvias; tipo, características y longitud de los sistemas de drenaje; tamaño y características del área de aferencia de agua; temperatura; evapotranspiración y mapas de niveles freáticos.

3. Uso de la tierra y vegetación

El objetivo del mapa de vegetación o de cobertura vegetal es definir las áreas cubiertas por bosques primarios o secundarios, pastos, rastrojo, cultivos, etc. Es importante definir no solamente el tipo de vegetación sino su densidad y características específicas. Adicionalmente, deben incluirse las áreas expuestas o desprovistas de vegetación.

4. Factores Antrópicos o urbanos

Localización y características de las carreteras, canales, tubería, oleoductos y demás elementos producto de la acción humana.

Se deben zonificar las áreas de zonas duras o pavimentadas, las áreas de zonas verdes, la localización de sumideros y demás elementos de drenaje y los sitios de descarga de los diversos colectores de aguas.

Uno de los objetivos es determinar los sitios donde existe o pueda existir concentración de corrientes de agua que pudieren producir focos de erosión o acelerar los procesos en los focos existentes.

Deben delimitarse los sitios de botaderos de basuras, cortes de carreteras, áreas en proceso de deforestación y demás acciones de tipo antrópico que afectan los procesos de erosión o deslizamientos.

5. Tectónica y sismicidad

Se debe identificar la cercanía a fallas geológicas, volcanes y otras fuentes de energía sísmica y realizar un análisis de la sismicidad histórica para definir la intensidad de los fenómenos sísmicos que puedan activar deslizamientos. Existen algunos métodos para determinar el valor de las fuerzas y las aceleraciones sísmicas que permiten definir los valores diferentes de amenaza.

Generalmente, se trabaja con un valor de sismo-aceleración, el cual se integra a los cálculos de estabilidad. La tecnología actual permite obtener con algún grado de precisión las aceleraciones con sus respectivas amplificaciones debidas a factores geotécnicos o topográficos. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que el desplazamiento máximo esperado es un factor muy importante para el análisis del factor sismo. (Leroi, 1996).

6. Procesos actuales

En este mapa se deben localizar las áreas afectadas por surcos, erosión laminar, cárcavas de erosión, deslizamientos, etc., además de las corrientes de agua que estén sufriendo profundización o ampliación de su cauce.

La calidad y cantidad de la información que se obtenga va a determinar el tipo y confiabilidad del mapa de amenazas.

La información recogida se mapea en diferentes capas por áreas de conocimiento. El número de capas varía de acuerdo a la información que se puede obtener y a las características ambientales del área en estudio.

Cuando se utilizan técnicas de sistemas de información geográfica es importante que cada capa de información esté compuesta por un mismo tipo de elementos (Puntos, líneas o áreas y polígonos).

A cada mapa o capa se le asignan una escala de valores o calificaciones y de acuerdo a un modelo que integre todas las variables se obtiene el mapa de amenazas.

El análisis de la información para obtener el mapa de amenaza se puede realizar de varias formas:

1. Análisis Estadístico

Se combinan el mapa de distribución de deslizamientos con los diversos parámetros dentro de una grilla o matriz, la cual se analiza mediante análisis de regresión múltiple o discriminante.

2. Análisis Determinístico

Se elaboran modelos de análisis de estabilidad de taludes con base en la información obtenida y se calculan los factores de seguridad al deslizamiento. Estos modelos requieren de información específica sobre estratificación, estructura, propiedades de resistencia de los materiales y modelos de simulación de niveles freáticos.

Elaboración de mapas de amenaza a lo largo de un proyecto vial

Para la elaboración de un plano de amenaza a lo largo de un proyecto vial se recomienda seguir los siguientes pasos:

- Preparar el plano vial y localizarlo en el campo.
- Obtener las secciones topográficas transversales típicas.
- Sobre las secciones transversales, dibujar las secciones de corte y terraplén.
- Realizar una inspección de campo y mapear, indicando el abscisado de las diversas formaciones geológicas que aparecen a lo largo del alineamiento señalando además, las características de cada formación, profundidad del perfil meteorizado, nivel freático, espesor de coluviones y propiedades de la matriz.
- Con la información vial, topográfica y geotécnica en forma semicuantitativa, determinar el grado de inestabilidad o calcular los factores de seguridad para los diversos perfiles de vía.
- Indicar en el plano de planta vial con sus convenciones los diversos sectores con grado de inestabilidad diferente.

Una vez realizado el plano de amenaza a deslizamientos se puede determinar las obras que se requieren para garantizar la estabilidad de la vía para cada sector.

Método de Mora y Vahrson

Mora y Vahrson (1993) realizaron estudios de casos de fallas de taludes en Centroamérica y propusieron un método de predicción de amenaza, en este método se incluyeron tres factores relacionados con la susceptibilidad que son: Relieve relativo, condiciones litológicas y humedad. Adicionalmente, se consideraron dos factores relacionados al evento detonante que son: la sismicidad y la intensidad de las lluvias. Combinando estos factores se encontró un grado de amenaza a deslizamiento de los taludes:

$$H_1 = (S_r \times S_l \times S_h) \times (T_s + T_p)$$

Donde:

H_1 = índice de amenaza a deslizamiento

S_r = índice de relieve relativo

S_l = susceptibilidad litológica

S_h = influencia de la humedad natural del suelo

T_s = influencia de la sismicidad

T_p = influencia de la intensidad de la precipitación

11.5 VULNERABILIDAD

La vulnerabilidad es el grado de pérdida de un determinado elemento o grupo de elementos en riesgo, como resultado de la ocurrencia de un fenómeno natural de una magnitud determinada. (Varnes 1984).

El análisis de vulnerabilidad requiere de un conocimiento detallado de la densidad de población, infraestructura, actividades económicas y los efectos de un determinado fenómeno sobre estos elementos en riesgo. Este tipo de trabajos es generalmente, realizado por profesionales de disciplinas diferentes a las ciencias de la tierra.

La vulnerabilidad es afectada por la naturaleza del sitio, si está arriba o abajo el deslizamiento, y la naturaleza del elemento en riesgo. La velocidad del movimiento

también afecta la vulnerabilidad, a mayores velocidades generalmente, las vulnerabilidades son mayores. Esto puede conducir a diferentes grados de daño en el camino o trayectoria de un deslizamiento. Para estructuras y personas, a mayor profundidad del deslizamiento, generalmente el daño es mayor y la vulnerabilidad mayor.

Para estructuras, la valoración del daño y la vulnerabilidad depende de la modelación de la interacción del deslizamiento de la estructura. Este factor se puede documentar fácilmente para caídos de roca cuando las estructuras han sido diseñadas para resistir los impactos, y en menor extensión para flujos de detritos y movimientos lentos.

Para deslizamientos de gran velocidad no existe una guía para evaluar la vulnerabilidad y es necesario utilizar criterios relativamente subjetivos.

Tabla 11.8 Valores de vulnerabilidad recomendados en Hong Kong (Finlay 1997)

VULNERABILIDAD DE UNA PERSONA EN UN AREA ABIERTA			
Caso	Rango de valores históricos	Valor recomendado	Comentarios
1. Es golpeado por un caído de roca	0.1 – 0.7	0.5 ⁽¹⁾	Puede ser herido, pero rara vez causa la muerte.
2. Es sepultado por un flujo de detritos.	0.8 – 1.0	1.0	Muerte por asfixia.
3. No es sepultado	0.1 – 0.5	0.1	Alta probabilidad de supervivencia.
Nota: (1) La proximidad de la persona debe considerarse en más detalle.			
VULNERABILIDAD DE LA PERSONA EN UN VEHICULO			
Caso	Rango de valores históricos	Valor recomendado	Comentarios
1. Si el vehículo es sepultado o destruido	0.9 – 1.0	1.0	La muerte es casi segura.
2. Si el vehículo es dañado solamente.	0.0 – 0.3	0.3	Alta probabilidad de supervivencia
VULNERABILIDAD DE LA PERSONA EN UN EDIFICIO			
Caso	Rango de valores históricos	Valor recomendado	Comentarios
1. Si el edificio colapsa	0.9 – 1.0	1.0	La muerte es casi segura.
2. Si el edificio es inundado con residuos del deslizamiento y la persona sepultada	0.8 – 1.0	1.0	La muerte es muy probable.
3. Si el edificio es inundado con residuos del deslizamiento y la persona no es sepultada	0.0 – 0.5	0.2	Alta probabilidad de supervivencia
4. Si los residuos golpean al edificio solamente	0.0 – 0.1	0.05	Virtualmente no hay peligro. ⁽¹⁾
Nota: (1) Debe tenerse en cuenta la proximidad de la persona a la parte del edificio afectada por el deslizamiento			

La valoración de la vulnerabilidad puede definirse como el nivel potencial de daño o grado de pérdida de un determinado elemento expresado en una escala de 0 a 1:

$$V = V_s \times V_t \times V_l$$

V_s = Probabilidad del impacto espacial del deslizamiento sobre el elemento.

V_t = Probabilidad en el tiempo (donde se encuentre el elemento durante el impacto).

V_l = Probabilidad de pérdida de vida o proporción del valor del elemento.

Para valorar la vulnerabilidad debe tenerse en cuenta el tipo, proximidad y distribución espacial de las facilidades afectadas o población, grado de protección ofrecida a las personas por la naturaleza de la facilidad, escala o volumen probable de la falla, grado de prevención o alarma, velocidad del movimiento y su respuesta, así como la posibilidad de efectos secundarios.

Finlay (1997) presenta un ejemplo de un enfoque directo donde los valores de vulnerabilidad son asignados directamente por referencia a los datos históricos, pero sin consideración de los diversos componentes que afectan la vulnerabilidad. Se asignan valores de 0 a 1 de acuerdo a la experiencia histórica que se tiene en el manejo de una determinada amenaza.

11.6 RIESGO

Riesgo es el número esperado de vidas humanas perdidas, personas heridas, daño a la propiedad, y pérdidas económicas relacionadas con la ocurrencia de un determinado fenómeno (Varnes 1984).

Para la implementación de medidas de prevención y control es conveniente identificar los niveles de riesgo. El análisis de riesgo se fundamenta en la observación y registro de los indicadores tanto naturales como los producidos por acción antrópica, analizados desde el punto de vista de las consecuencias resultantes en el caso de formación o progreso de procesos de deslizamiento. Estas consecuencias deben analizarse no solamente para las áreas urbanizadas sino teniendo en cuenta la posibilidad de ocupación o urbanización de las áreas aledañas.

Para el análisis de riesgo es importante que sean definidos los tipos y procesos, sus parámetros de formación y progreso y la previsión de las consecuencias resultantes. A partir de este procedimiento es posible caracterizar las situaciones de riesgo incluyendo sus dimensiones.

En este sentido se puede concluir que se trata de varias situaciones de riesgo localizado, afectando solamente a algunos sitios específicos del área ocupada o una situación de riesgo generalizado que afecta a toda el área ocupada. Esta caracterización es fundamental para definir la mejor forma de enfrentar un problema de deslizamientos.

Análisis cualitativo del riesgo

Esta es la forma más simple de realizar un estudio de riesgo a deslizamientos, el cual incluye el adquirir el conocimiento de las amenazas, los elementos en riesgo y sus vulnerabilidades, pero expresando los resultados en forma cualitativa. Los diversos

atributos pueden clasificarse o calificarse en tal forma que se expresa el riesgo en una forma prácticamente verbal.

Análisis cuantitativo del Riesgo

El análisis cuantitativo del Riesgo incluye las siguientes actividades:

a. Análisis de las amenazas

Se determina la distribución probable de los deslizamientos en términos del número y características de los taludes y deslizamientos para un proyecto particular. Este puede realizarse como una distribución frecuencia – magnitudes.

b. Elementos en riesgo

El objetivo es determinar la distribución probable del número, la naturaleza y características de los elementos en riesgo (personas y propiedades). Debe tenerse en cuenta la localización de los elementos en riesgo con relación a la amenaza (por ejemplo si se encuentran abajo del deslizamiento); si el elemento en riesgo está en una posición fija (ejemplo una casa) o es móvil (ejemplo personas o automóviles) y la posibilidad de medidas de mitigación como sistemas de alarma, etc.

c. Análisis de vulnerabilidad

El objetivo es medir el grado de daño o probabilidad de pérdida de vidas debida a la interacción del elemento en riesgo cuando el deslizamiento.

d. Análisis de Riesgo

El objetivo es determinar la distribución probable de las consecuencias del deslizamiento. El cálculo primario es una operación matemática basada en la amenaza, los elementos en riesgo y la vulnerabilidad de esos elementos, utilizando álgebra probabilística o métodos de simulación.

Un estudio completo de riesgo debe definir el número de personas amenazadas así como las propiedades. Bergren (1992) propone una tabla para evaluar el valor total del riesgo de acuerdo a la posición de las personas o propiedades, con relación al deslizamiento en la forma indicada en la tabla.

Mitigación del Riesgo

El análisis del riesgo es a menudo interactivo con los efectos de las medidas de mitigación del riesgo que se valoren. Esto puede influenciar la probabilidad o características de los deslizamientos (ejemplo reducir su volumen a velocidad), elementos en riesgo (ejemplo sistemas de alarma) o la vulnerabilidad. La efectividad de las medidas de mitigación del riesgo pueden valorarse en un sentido económico o en una reducción potencial de muertes.

Limitaciones del análisis y valoración del riesgo

En grupo de Deslizamientos del IUGS (1997) indica una serie de limitaciones al análisis y valoración del riesgo para taludes y deslizamientos, los cuales se indican a continuación:

- a. El contenido de criterio o prejuicio en los datos utilizados para el análisis puede resultar en que los valores de los riesgos valorados tengan una incertidumbre inherente.
- b. La variedad de formas en que se puede analizar los problemas puede significar una diferencia muy grande en los resultados si el mismo problema es considerado por diferentes profesionales.

Tabla 11.9 Análisis del Riesgo con relación a las personas (Bergren – 1992)

Población afectada	A Número de Personas	B Factor de Presencia	Población amenazada = Ax B
Residentes			
Personas que viven permanentemente		1	
Personas que vienen los fines de semana (cabañas)		0.3	
Personas que permanecen en hoteles (Número de camas)		0.5	
Pacientes en Hospitales (Número de camas)		1	
Pacientes en Ancianatos (Número de camas)		1	
Visitantes de Día			
Número de Empleados de Oficinas o Fábricas, alumnos y niños en colegios		0.35	
Número promedio de clientes de almacenes y Centros comerciales		0.008	
Otros visitantes ocasionales		0.008	
Personas en Automóviles y autobuses			
Más de 5000 vehículos promedio por día		0.01	
500 a 5000 vehículos por día		0.005	
Menos de 500 vehículos por día		0.001	

Tabla 11.10 Análisis de Riesgo con relación a Propiedades (Bergren – 1992)

Propiedades Afectadas	Número de unidades	Factor de Cálculo	Valor de las propiedades amenazadas en dólares
Casas		Valor unitario	
Casas de área menor a 90 m ²			
Casas de área de 90 a 130 m ²			
Casas de área de 130 a 200 m ²			
Casas de área de más de 200 m ²			
Edificios		Valor por m ²	
Metros cuadrados de Edificios de vivienda			
Metros cuadrados de Escuelas, Oficinas y Almacenes			
Metros cuadrados de Bodegas y Edificios Industriales			
Estructuras Especiales		Valor unitario	
Puentes			
Estaciones Eléctricas			
Instalaciones de Agua, Gas, Tuberías diversas, etc.			
Areas diversas		Valor hectárea	
Jardines			
Calles, parqueaderos y áreas duras			
Bosques			
Areas agrícolas			

- c. La revisión de una valoración puede traer un cambio significativo en los resultados debido a que existe cada día mayor información.
- d. La inhabilidad para reconocer una amenaza conduce a una subestimación del riesgo.
- e. Los resultados de una valoración rara vez son verificables.
- f. Las metodologías generalmente, no son ampliamente aceptadas y muchas veces existe aversión a su utilización.
- g. Es muy posible que el costo de la valoración puede superar el beneficio de la técnica en la elaboración de la decisión, especialmente cuando se requiere información muy compleja de obtener.
- h. Los criterios de riesgo aceptable y tolerable para taludes y deslizamientos no están bien establecidos.
- i. Es difícil valorar con precisión el riesgo para eventos de baja probabilidad.

Situación legal frente al riesgo

Los municipios y las entidades territoriales según el caso tienen el deber legal de prevenir los riesgos especialmente contra eventos previsibles, a veces producto de la ineficiencia de los servicios públicos a su cargo. Con base en los resultados de los análisis de riesgo los municipios, corporaciones, empresas de servicios públicos, etc., deben tomar las medidas administrativas o judiciales con el objeto de minimizar o eliminar el riesgo a la pérdida de vidas humanas o bienes materiales.

En una situación de riesgo inminente debido a lluvias intensas por ejemplo, se puede obligar a un morador a salir de su casa de habitación incluso con el uso de la policía, si es necesario y el Municipio debe velar por la seguridad de los bienes abandonados en virtud de esta relocalización para prevenir saqueos, por ejemplo. Superada la situación de riesgo el Municipio debe autorizar el regreso de los moradores y exigir la realización de las obras de seguridad, de acuerdo a las responsabilidades de cada entidad o personas.

Generalmente estas obras deben ser realizadas por los propios Municipios. En el caso de riesgo grave se puede recurrir a declaratoria de “Emergencia Manifiesta”, la cual le da herramientas administrativas que permiten agilidad en la contratación de consultoría y construcción de obras de prevención y control.

Caracterización y manejo del riesgo

La caracterización entre otras cosas debe definir la existencia de situaciones de riesgo localizado o generalizado.

En el caso de riesgo localizado se deben identificar los puntos y las áreas de riesgo dentro de una determinada área estudiada. Además, se debe definir si se trata de un riesgo emergencial o de un riesgo permanente o a largo plazo.

En el caso de una situación de emergencia se deben tomar decisiones en forma inmediata para eliminar o reducir determinada situación de riesgo localizado, debido a la inminencia de los procesos de inestabilización, especialmente cuando la emergencia coincide con el periodo lluvioso.

Las soluciones pueden estar destinadas a relocalizar preventivamente a los habitantes o a construir obras inmediatas de emergencia, las cuales dependen de la claridad técnica que se tenga de la amenaza y la posibilidad técnica o material para la construcción de obras adecuadas de control.

En el caso de una situación de riesgo permanente o a largo plazo se deben establecer las medidas definitivas adecuadas para controlar los fenómenos, los cuales pueden estar directamente ligados a la ocurrencia de lluvias. Esto significa que puede existir un tiempo suficiente para un análisis detallado, diseño de obras, contratación, etc.

Para las situaciones de riesgo generalizado para un grupo grande de población, las decisiones de evacuación o la construcción de obras de control requieren de una ponderación mucho más exigente, los cuales deben ser analizados en forma interdisciplinaria por los diversos profesionales que tienen la responsabilidad de la toma de decisiones. En estos casos las situaciones pueden salirse de la posibilidad física de manejo por parte de los municipios y puede ser conveniente acudir a la Oficina Nacional para la Prevención de Desastres o al Gobierno Nacional.

El manejo del riesgo puede significar el vivir con el riesgo en ese caso el riesgo debe manejarse y evaluarse para permitir su manejo. Lo cual equivale, a que el mapeo es una de las herramientas más importantes. Las soluciones a los casos de riesgo, no tienen una receta única y las soluciones ideales generalmente, no existen.

La inestabilidad de taludes y laderas es un problema de alta complejidad y todavía muy poco entendido y es difícil definir una dirección correcta de manejo. El mapeo de zonas de riesgo todavía es una evaluación tipo ejercicio y aunque es indispensable en muchos casos, no provee información suficiente para el diseño de las soluciones. (Leroi, 1996).

Mapas de Riesgo a los deslizamientos

Con la información sobre la amenaza y con la información disponible sobre los elementos de riesgo, tales como áreas cultivadas, bosques, asentamientos humanos, obras de infraestructura existentes, elementos ambientales importantes, sitios arqueológicos, carreteras, industrias, etc., se debe analizar la vulnerabilidad de cada elemento al impacto de deslizamientos y los efectos que de este se derivan. Al riesgo se le debe dar una escala y zonificar las áreas o puntos de riesgo.

Es conveniente colocar sobre un plano los diversos asentamientos humanos, indicando el tipo de construcción y las densidades poblacionales, para poder definir las magnitudes de los riesgos relacionados con vidas humanas y bienes materiales.

Elaboración del mapa de riesgo

Superponiendo los elementos o parámetros de los mapas indicados de amenazas y riesgos se puede elaborar un plano delimitando las áreas de riesgo, dándole un peso determinado a cada factor y analizando las situaciones sitio por sitio, con la ayuda de los diversos planos.

Deben determinarse en cada sector el tipo de proceso, las áreas de influencia y el nivel de riesgo en lo referente a la posibilidad de pérdida de vidas humanas, bienes materiales y obras de infraestructura y la evolución de los procesos con referencia al tiempo y al espacio.

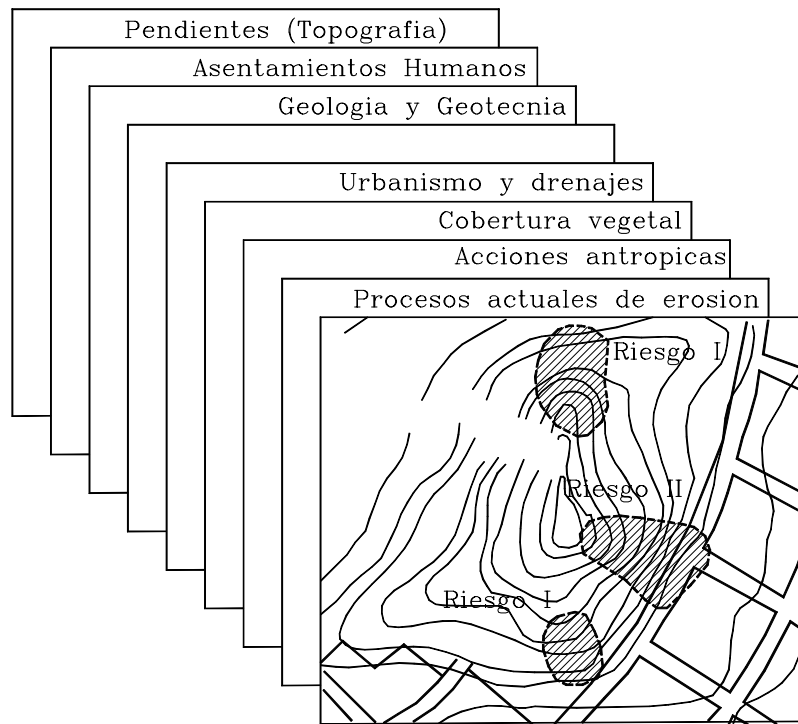


Figura 11.2 Ilustración de la metodología para elaboración del mapa de riesgo

Sistemas Experto

Se han desarrollado programas de computador conocidos como sistemas experto. Estos sistemas son una herramienta que le da al Ingeniero una ayuda para recoger información tanto cualitativa como cuantitativa del comportamiento de los taludes, predecir los movimientos potenciales y sus consecuencias y proponer medidas remediales. Uno de esos programas (Vaunat, 1992), propone una metodología para evaluar el riesgo asociado con movimientos de taludes.

El esquema sugerido incluye cuatro etapas:

- a. Clasificación de la información en tres escalas: (1) factores de predisposición que determinan la respuesta del talud; (2) factores detonantes que pueden ser temporales o cíclicos; (3) factores de comportamiento o evolución del movimiento.
- b. Caracterización de todos los movimientos posibles y todas las fuentes posibles de activación de acuerdo a los factores definidos anteriormente.
- c. Evaluación de la probabilidad de ocurrencia o amenaza de cada movimiento, dependiendo de la probabilidad de ocurrencia de los factores de activación o agravación.
- d. Evaluación del riesgo total o consecuencias esperadas

El corazón del programa experto es la caracterización geotécnica de los movimientos, teniendo en cuenta el comportamiento mecánico de los materiales.

Los programas experto permiten calcular los factores de seguridad de taludes, en áreas relativamente grandes y permite definir si los deslizamientos son profundos o superficiales (Liener, S.,1996).

11.7 USO DE SISTEMAS DE INFORMACION GEOGRAFICA

El análisis de amenaza a los deslizamientos requiere de la modelación de interacciones complejas entre un número grande de factores parcialmente inter-relacionados y de la evaluación de las relaciones entre varias condiciones del terreno y ocurrencia de deslizamientos.

Los sistemas de información geográfica son un sistema muy útil para resolver los modelos que permiten zonificar las amenazas, debido a que permite el almacenamiento y manipulación de la información referente a los diferentes factores de terreno como capas de datos.

La recolección de los datos y su estructuración representa entre el 70 y el 80% del costo de un mapa de riesgos (Leroi, 1996). La actualización de datos para complementar un mapa generalmente, es un costo muy similar al de la obtención de la información del primer estudio.

La recolección de los datos y su estructuración debe contener:

- a. Bases cartográficas homogéneas a una escala específica, en la cual los niveles climáticos dentro de la misma base deben ser coherentes unos con otros, por ejemplo deben tener la misma escala de trabajo y el mismo sistema de proyección geográfica.
- b. Estructuración de la información en niveles. Las bases de datos deben ser estructuradas por elementos temáticos independientes, cada uno de los cuales debe contener información que es homogénea, tanto en el contenido como en su origen. Se debe incluir la fuente de la información, la fecha y validez, la escala, y el sistema utilizado de coordenadas.

Un sistema de información geográfica se define como un poderoso grupo de herramientas para recolectar, almacenar, recuperar, transformar y presentar datos en forma espacial (Burrough 1986).

El primer sistema de información geográfica computarizado fue desarrollado en los años 60', pero su real utilización empezó aproximadamente en 1980. Generalmente, un sistema de información geográfica consiste de los siguientes componentes:

1. Entrada de datos y verificación
2. Almacenamiento y manipulación de datos.
3. Transformación y análisis de datos.
4. Salida y presentación de información.

En la actualidad hay muchos sistemas diferentes, los cuales difieren entre sí con respecto a:

1. Tipo de estructura de datos
2. Técnicas de compresión de información
3. Dimensión (dos o tres dimensiones)
4. Hardware requerido
5. Interfase de usuario

Un sistema ideal de utilización de un SIG para zonificación de amenaza de deslizamientos es su combinación con capacidades de procesos de imágenes, tales como aerofotografías escaneadas e imágenes de satélite, por esta razón el sistema “raster” es el más útil. El sistema debe ser capaz de desarrollar análisis espacial sobre mapas múltiples y tablas de atributos.

Las funciones necesarias incluye la superposición de mapas, reclasificación y otras funciones espaciales que incorporen condicionantes lógicas o aritméticas. En muchos casos la modelación de deslizamientos requiere la aplicación iterativa de análisis similares, usando parámetros diferentes. Por lo tanto, el SIG debe permitir el uso de grupos de archivos y macros para ayudar a desarrollar estas iteraciones.

Como la mayoría de los grupos de datos requeridos para el análisis de proyectos de zonificación son relativamente pequeños, generalmente de menos de 100 megabytes, ellos pueden ser acomodados en computadores personales.

Las ventajas de utilizar SIGs para la zonificación de amenazas de deslizamiento son las siguientes:

1. Se puede utilizar una mayor variedad de técnicas de análisis, debido a la velocidad de los cálculos y a que las técnicas complejas requieren la superposición de un número grande de mapas y tablas.
2. Es posible mejorar los modelos, evaluando los resultados y ajustando las variables de entrada. En ocasiones se utiliza un sistema de prueba y error, corriendo el modelo varias veces hasta obtener un resultado satisfactorio.
3. Generalmente, en el transcurso del análisis se obtiene nueva información, la cual puede ser actualizada rápidamente en los modelos.

Las desventajas del uso de los SIGs, para la zonificación de amenazas de deslizamiento son el tiempo relativamente largo de digitalización y el peligro de poner mucho énfasis en el análisis de datos con poca influencia de la experiencia profesional, la cual es muy útil y generalmente, indispensable para que el modelo no termine siendo un ejercicio teórico no aplicable.

Utilización de SIGs

El primer SIG utilizado para zonificar deslizamientos fue reportado por Newman, 1978 para un trabajo en California. Posteriormente, se han reportado en la literatura centenares de casos utilizando diferentes técnicas y concepciones teóricas. La mayoría de los casos presentados en la literatura corresponden a investigaciones relacionadas con zonificación cualitativa de amenazas con énfasis en la entrada de información geomorfológica, utilizando modelos muy sencillos pero realísticos.

La utilización de SIGs para análisis de susceptibilidad a los deslizamientos ha sido reportada en varias ocasiones por el U.S. Geological Survey (Brabb 1984, 1987, 1989). Estos estudios tuvieron en cuenta otros factores como geología, pendientes y deslizamientos activos.

Posteriormente se han presentado trabajos utilizando análisis estadístico multivariado, especialmente, por Carrara en Italia y recientemente se ha popularizado la utilización de SIGs para modelos determinísticos, utilizando factores de seguridad.

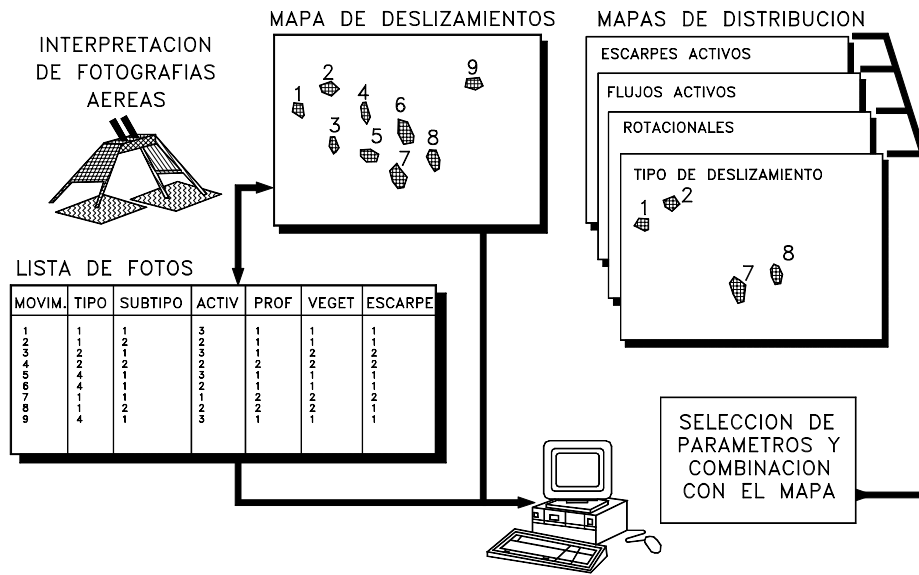


Figura 11.3 Uso de SIGs para el análisis de distribución de deslizamientos.(Turner y McGuffey 1996).

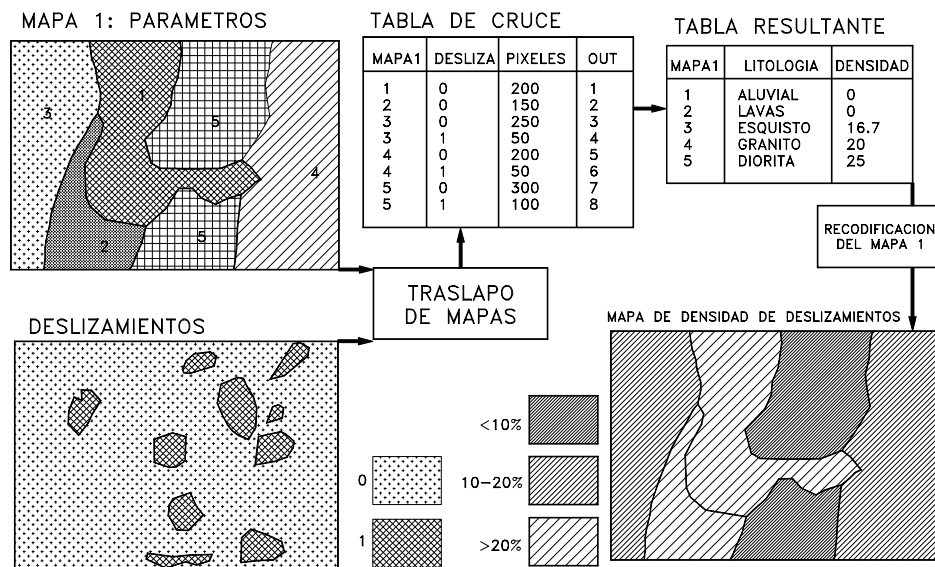


Figura 11.4 Uso de SIGs para el análisis de densidad de deslizamientos. .(Turner y McGuffey, 1996).

Inventario de deslizamientos

Los datos de entrada consisten en mapas de deslizamientos por fotointerpretación con chequeo de campos combinados, con tablas que contienen parámetros de esos deslizamientos.

El proceso del SIG es el siguiente:

1. Digitalizar los fenómenos de movimientos de masa, cada uno con su propia identificación y un código de seis dígitos que contienen información sobre tipo de deslizamiento, subtipo, actividad, profundidad, vegetación y si la unidad es una escarpa o un cuerpo de deslizamiento.
2. Recodificar el mapa de deslizamientos, mostrando los parámetros para tipos y subtipos en mapas que muestran solamente un solo tipo o proceso. En esta técnica el sistema de información geográfico es utilizado solamente para guardar la información y presentar los mapas en formas diferentes, por ejemplo, solo deslizamientos activos o solamente escarpes. El código de actividad que se le da a cada movimiento puede también ser utilizado en combinación con mapas de distribución de deslizamientos con fechas anteriores para analizar el avance de la actividad de deslizamientos en una determinada área. Esto permite tener porcentajes estimados de deslizamientos nuevos o estabilizados.

La información de movimientos en masa puede también presentarse por porcentaje de cubrimiento o densidad de deslizamientos.

El siguiente procedimiento se utiliza para el análisis de densidades:

1. Cálculo de un mapa de bits que indique la presencia o ausencia de un tipo de movimiento específico.
2. Combinación del mapa de parámetro seleccionado con el mapa de bits, a través de un proceso llamado cruce de mapas, el cual correlaciona espacialmente las condiciones de los dos mapas.
3. Cálculo del porcentaje de área por clase de parámetro ocupado por deslizamientos.

Con una pequeña modificación, el número de deslizamientos puede calcularse en lugar de la densidad. En este caso no se hace un mapa de bits sino un mapa de movimientos, en el cual cada polígono tiene un código único y se cruza con el mapa de parámetros.

Un sistema especial es el mapeo de isoyetas que representaría la densidad de deslizamientos. Este método utiliza un círculo grande que cuenta el número de deslizamientos. Los resultados son valores para los centros de los círculos, los cuales son interpolados utilizando líneas de isoyetas.

Análisis heurístico

En el análisis heurístico el mapa de amenazas es hecho utilizando el conocimiento del profesional especializado sobre un sitio específico, a través de fotointerpretación o trabajo de campo. Este mapa puede hacerse directamente en el campo o recodificando un mapa geomorfológico.

El criterio con el cual se designan las clases de amenaza puede variar de polígono a polígono. El SIG se utiliza como una herramienta rápida de dibujo y no para análisis de parámetros. El análisis puede hacerse, sin embargo, utilizando valores de peso a cada mapa de parámetros y cada mapa de parámetros recibe un diferente peso. El profesional

especializado decide que mapas utilizar y los valores de peso, con base en su propia experiencia.

El procedimiento del SIG en este caso es el siguiente:

1. Clasificación de cada mapa de parámetros de acuerdo a las clases relevantes.
2. Asignación de valores de peso a cada parámetro (por ejemplo en escala de 1 a 10).
3. Asignación de pesos a cada mapa de parámetros.
4. Cálculo de los pesos para cada pixel y clasificación en clases de amenaza.

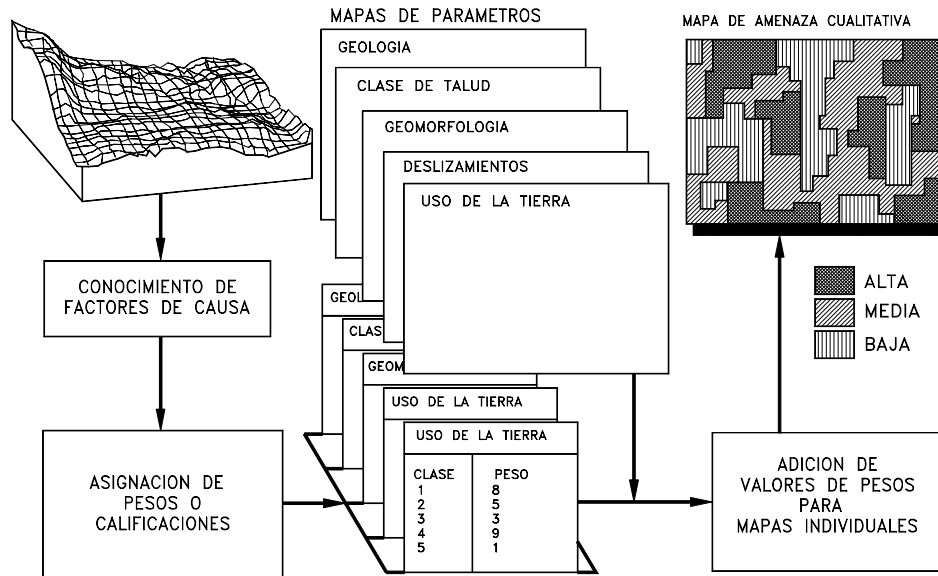


Figura 11.5 Uso de SIGs para combinación cualitativa de mapas. (Turner y McGuffey 1996).

Análisis estadístico

El método estadístico superpone mapas de parámetros y calcula densidades de deslizamiento, de acuerdo a una forma de análisis.

Si se utiliza una técnica bivariada la importancia de cada parámetro o combinación de parámetros puede ser analizada individualmente. Existen varios métodos para calcular los valores de peso, la mayoría de los cuales son basados en la relación entre densidad de deslizamiento y clase de parámetros comparados con la densidad de deslizamientos sobre el área completa.

Cada método tiene sus reglas específicas para la integración de datos requeridos para producir un mapa de amenazas.

Los valores de pesos pueden ser basados en la experiencia del profesional especializado. Es posible combinar varios mapas de parámetros con un mapa de unidades homogéneas, el cual es luego combinado o translapado con un mapa de deslizamientos para producir un mapa de densidad de deslizamientos.

Los SIGs son muy útiles para este método, especialmente con comandos macros para cálculos repetitivos que incorporen un gran número de combinaciones de mapas y la manipulación de los datos de atributo.

El usuario puede ensayar la importancia de cada mapa de parámetros y tomar decisiones sobre los mapas de entrada definitivos de una forma iterativa. Se utiliza el siguiente procedimiento:

1. Clasificación de cada mapa de parámetros en un número de clases relevantes.
2. Combinación de los mapas seleccionados de parámetros con el mapa de deslizamientos, utilizando el sistema de cruce de mapas para producir unas tabulaciones de cruce que definen las correlaciones espaciales entre los mapas de parámetros y el mapa de deslizamientos.
3. Cálculo de los valores de peso basados en la tabla de tabulación de cruce.
4. Asignación de valores de peso a los varios mapas de parámetros o diseñar unas reglas de decisiones para ser aplicados a los mapas y clasificaciones de acuerdo a los resultados finales.

El análisis estadístico multivariado de factores importantes relacionados con la ocurrencia de deslizamientos dan la contribución relativa de cada uno de esos factores a la amenaza total dentro de una unidad definida de área. Los análisis se basan en la presencia o ausencia de fenómenos de movimiento dentro de cada unidad que pueden ser cuencas, unidades geomorfológicas, etc.

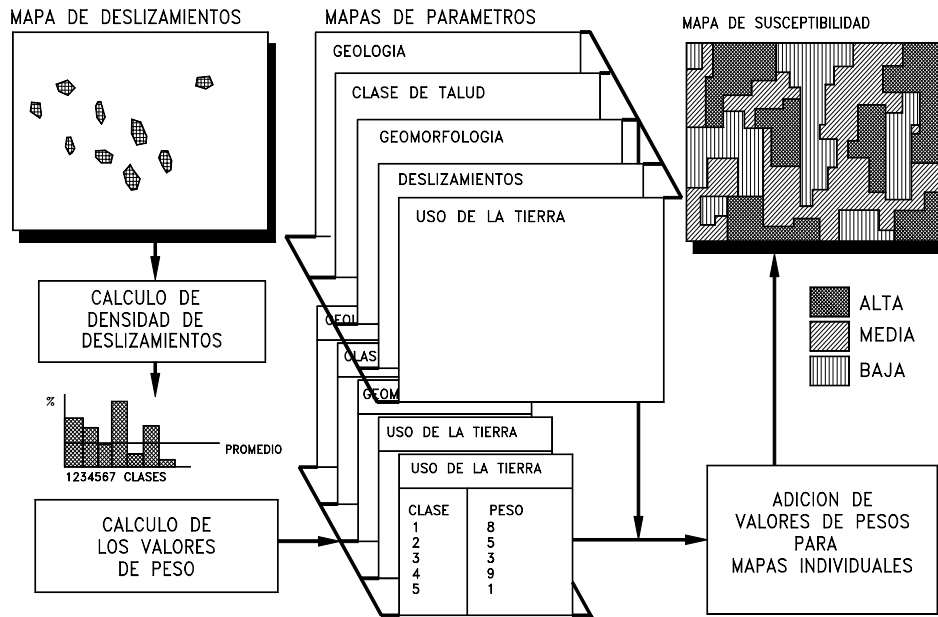


Figura 11.6 Uso de SIGs para análisis estadístico bivariado, para elaborar mapas de Susceptibilidad. (Turner y McGuffey, 1996).

Muchos métodos de análisis multivariado se han propuesto en la literatura, la mayoría de estos requieren del uso de paquetes adicionales de estadística para realizar análisis discriminante o regresión múltiple. En estos casos se debe manejar una gran cantidad de información, la cual es muy difícil en un computador personal, en ocasiones se incorporan hasta 50 parámetros diferentes.

El procedimiento utilizado en el SIG es el siguiente:

1. Determinación de la lista de factores que se van a incluir en el análisis. Los parámetros deben convertirse a mapas numéricos.
2. Combinación del mapa de unidades de área con el mapa de movimientos y separar los grupos de unidades estables e inestables.
3. Exportación de la matriz a un paquete de estadística para un análisis adicional.
4. Importación de los resultados al SIG y recodificación de las unidades de área.
5. Clasificación del mapa en clases de amenaza.

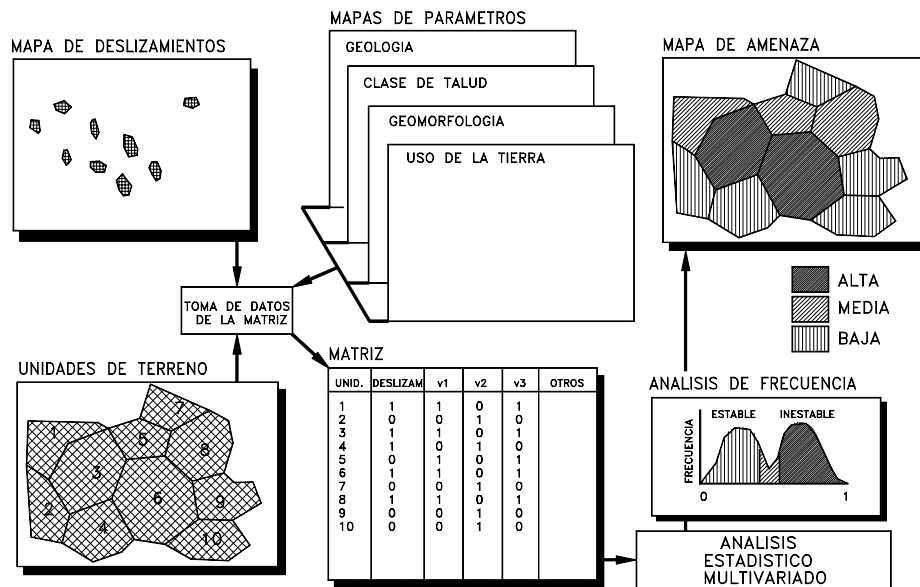


Figura 11.7 Uso de SIGs para análisis estadístico multivariado, para elaborar mapas de Amenaza a deslizamientos.(Turner y McGuffey, 1996).

Análisis determinístico

El análisis determinístico requiere de información muy completa y detallada y se debe tener claridad en los siguientes aspectos:

- a. Dónde están localizadas las áreas potencialmente inestables.
- b. Cuáles son las propiedades geológicas y geotécnicas de los materiales.
- c. En qué momento puede el fenómeno ser activado.
- d. Qué tan lejos puede propagarse el fenómeno.
- e. Cuáles son las interacciones entre el ambiente, el hombre y el problema analizado.

f. Cuál es el costo del daño causado.

Este método utiliza información de modelos de análisis de estabilidad, los cuales requieren datos de espesores de capa, resistencia al suelo, profundidad de las superficies potenciales de falla, pendiente del talud y condiciones de presión de poros.

Se deben elaborar los siguientes mapas:

1. Mapa de materiales mostrando la distribución en superficie y a profundidad de los diferentes materiales con datos de las características del suelo.
2. Mapa de líneas de nivel freático basados en modelos de aguas subterránea o en mediciones de campo.
3. Un mapa detallado de pendientes del terreno.

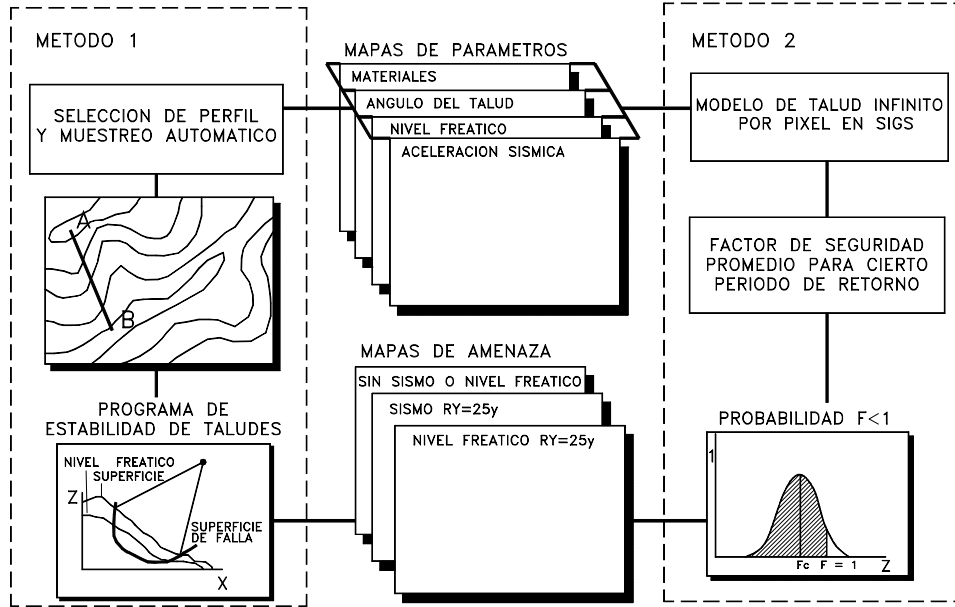


Figura 11.8 Uso de SIG para análisis determinístico para obtener mapas de factor de seguridad a deslizamientos.(Turner y McGuffey, 1996).

Se pueden utilizar varias formas de aplicación del SIG así:

1. El uso de un modelo de talud infinito que calcule el factor de seguridad para cada píxel.
2. Seleccionar el número de perfiles que se exportan a un modelo externo de estabilidad de taludes (Stable o Slope/w).
3. Muestreo de datos en unos puntos de grilla predefinidos y exportación de los datos a un modelo tridimensional de estabilidad de taludes

El resultado es un mapa que muestra el factor de seguridad promedio para una determinada magnitud de nivel freático y una determinada aceleración sísmica.

La variabilidad de los datos de entrada pueden utilizarse para calcular la probabilidad de falla en conexión con periodos de retorno de eventos detonantes de deslizamientos.

REFERENCIAS

- Ambalagan R. (1992) "Terrain evaluation and landslide hazard zonation for environmental regeneration and land use planning in mountainous terrain". Proceedings of the sixth International Symposium on Landslides, Christchurch, pp. 861-871.
- Asian Technical Committee on Geotechnolgy for natural Hazards in ISSMFE (1997), "Manual for zonation on areas susceptible to rain induced slope failure". Japanese Geotechnical Society. 81 p.
- Bergren B. , Fallsvik J., Viberg L. (1992) "Mapping and evaluation of landslide risk in Sweden" Proceedings of the sixth International Symposium on Landslides, Christchurch, pp. 873-878.
- Brabb, E.E. (1978), "Analyzing and portraying geologic and cartographic information for landuse planning", emergency response and Decision making in San Mateo country, California. In Proc., SIG'87, San Francisco, California, American Society of photogrammetry and remote sensing, falls church, Virginia, pp 362-374.
- Brabb, E.E. (1984), "Innovative approaches to landslide hazard and risk mapping". In proc., fourth international symposium on landslides, Canadian.
- Brabb, E.E., Guzzetti F., Mark R., Simpson R.W.. (1989). "The extent of landsliding in Northern new Mexico and similar semi-arid regions". In Landslides in a semi-Arid Environment (P.M. Sadler and D.M. Morton, eds), Inland Geological Society, University of California, Riverside, Vol. 2, pp 163-173.
- Burrough, P.A. (1986), "Principles of Geographical Information Systems and Land Resources Assessment". Clarendon Press, Oxford, England, 194 pp.
- Carrara A. (1983), "Multivariate models for landslide hazard evaluation". Mathematical Geology, Vol. 15, No. 3, pp 403-427.
- Finlay P.J. , Mostyn, G.R., Fell, R. (1997) " Vulnerability to landsliding". Paper submitted to the Quarterly Journal of Engineering Geology. Geotechnical Society, Toronto, Canadá, vol. 1, pp. 307-324.
- International Association of engineering geology (IAEG) (1976). "Engineering Geological maps: A guide to their preparation". UNESCO. Press, Paris, 79 p.
- IUGS Working Group on Landslides, Committee on Risk Assessment (1997) "Quantitative risk assessment for slopes and landslides – The state of the art". Proceedings of the International Workshop on landslide risk assessment, Honolulu, Hawaii, USA, pp. 3-12.
- Leroi, E. (1996) "Landslide hazard – Risk maps at different scales: Objectives, tools and developments". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp. 35-51.
- Leroueil S. , Locat, J. – (1996) "Geotechnical characterization of slope movements". Proceedings of the Seventh International Symposium on Lanslides. Trondheim, pp. 53-71.
- Liener, S. , Kienholz, H. , Liniger, M. , Krummenacher, B. (1996) "Slidisp – A procedure to locate landslide prone areas". Proceedings of the seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp. 279-284.
- Morgenstem, N.R. (1997) "Toward landslide risk assessment in practice" Proceedings of the International Workshop on landslide risk assessment. Honolulu, Hawaii, USA, pp. 15-23.
- Mora S , Vahrson, W. (1993). "Macrozonation methodology for landslide hazard determination", Bull. Intl. Ass. Eng. Geology.
- Newman E.B., Paradis A.R., Brabb EE., (1978). "Feassibility and cost of using a computer to prepare landslide susceptibility maps of the San Francisco Bay region, California, Bulletin 1443. U.S. Geologiccal Survey, Reston, Virginia., 29 p.
- Varnes D.J. (1984) " Landslide hazard Zonation " A Review of Principles and practice. UNESCO Press, Paris 63 p.
- Vaunat, J. , Leroueil, S. , Tavenas, F. (1992) "Hazard and risk analysis of slope stability". First Canadian Symposium on Geotechnique and Natural Hazard, Vancouver, pp. 397-404.

12 Prevención, Estabilización y Diseño

12.1 INTRODUCCION

El objetivo principal de un estudio de estabilidad de taludes o laderas es el de establecer medidas de prevención y control para reducir los niveles de amenaza y riesgo. Generalmente, los beneficios más importantes desde el punto de vista de reducción de amenazas y riesgos es la prevención.

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

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

En el presente capítulo se presentan algunos de los sistemas de prevención, manejo, y estabilización de deslizamientos.

En el capítulo 13 se explican los métodos de control de aguas y en el capítulo 14 los procedimientos de diseño y construcción de estructuras de contención de tierras.

12.2 METODOS PARA DISMINUIR O ELIMINAR EL RIESGO

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

Existen varias formas de enfocar y resolver cada problema específico y la metodología que se requiere emplear depende de una serie de factores técnicos, sociales, económicos, políticos; con una gran cantidad de variables en el espacio y en el tiempo.

A continuación se presentan algunas de las metodologías que se han utilizado para disminuir o eliminar el riesgo a los deslizamientos de tierra:

Prevención

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

Tabla 12.1 Métodos de prevención de la amenaza o el riesgo

Método	Ventajas	Desventajas
Disuasión con medidas coercitivas	Son muy efectivas cuando la comunidad está consciente del riesgo y colabora con el estado.	El manejo de los factores socioeconómicos y sociales es difícil.
Planeación del uso de la tierra	Es una solución ideal para zonas urbanas y es fácil de implementar.	No se puede aplicar cuando ya existe el riesgo.
Códigos técnicos	Presenta herramientas precisas para el control y prevención de amenazas.	Se requiere de una entidad que los haga cumplir.
Aviso y Alarma	Disminuye en forma considerable el riesgo cuando es inminente.	Generalmente, se aplica después de ocurrido el desastre.

Elusión de la Amenaza

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

Tabla 12.2 Métodos de elusión de amenazas de deslizamientos

Método	Aplicaciones	Limitaciones
Variantes o relocalización del proyecto	Se recomienda cuando existe el riesgo de activar grandes deslizamientos difíciles de estabilizar o existen deslizamientos antiguos de gran magnitud. Puede ser el mejor de los métodos si es económico hacerlo.	Puede resultar costoso y el nuevo sitio o alineamiento puede estar amenazado por deslizamientos.
Remoción total de deslizamientos	Es atractivo cuando se trata de volúmenes pequeños de excavación.	La remoción de los deslizamientos puede producir nuevos movimientos.
Remoción parcial de materiales inestables	Se acostumbra el remover los suelos subsuperficiales inestables cuando sus espesores no son muy grandes.	Cuando el nivel freático se encuentra subsuperficial se dificulta el proceso de excavación.
Modificación del nivel del proyecto o subrasante de una vía.	La disminución de la altura de los cortes en un alineamiento de gran longitud puede resolver la viabilidad técnica de un proyecto.	Generalmente, al disminuir la altura de los cortes se desmejoran las características del proyecto.
Puentes o viaductos sobre los movimientos	Muy útil en terrenos de pendientes muy altas	Se requiere cimentar los puentes sobre suelo estable y las pilas deben ser capaces de resistir las fuerzas laterales del material inestable.

Control

Métodos tendientes a controlar la amenaza activa antes de que se produzca el riesgo a personas o propiedades. Generalmente, consisten en estructuras que retienen la masa en movimiento. Este tipo de obras se construyen abajo del deslizamiento para detenerlo después de que se ha iniciado.

Tabla 12.3 Estructuras de control de masas en movimiento

Método	Ventajas	Desventajas
Bermas	Generalmente son económicas rápidas de construir.	Se requiere un espacio grande a mitad de talud.
Trincheras	Sirven al mismo tiempo para controlar las aguas lluvias.	Los cantos fácilmente pasan por encima.
Estructuras de retención	Retienen las masas en movimiento	Se pueden requerir estructuras algo costosas.
Cubiertas de protección	Son uno de los métodos más efectivos para disminuir el riesgo en carreteras.	Son muy costosas.

Estabilización

La estabilización de un talud comprende los siguientes factores:

1. Determinar el sistema o combinación de sistemas de estabilización más apropiados, teniendo en cuenta todas las circunstancias del talud estudiado.
2. Diseñar en detalle el sistema a emplear, incluyendo planos y especificaciones de diseño.
3. Instrumentación y control durante y después de la estabilización.

Debe tenerse en cuenta que en taludes, nunca existen diseños detallados inmodificables y que las observaciones que se hacen durante el proceso de construcción tienden generalmente, a introducir modificaciones al diseño inicial y esto debe preverse en las cláusulas contractuales de construcción.

Los sistemas de estabilización se pueden clasificar en cinco categorías principales:

1. Conformación del talud o ladera

Sistemas que tienden a lograr un equilibrio de masas, reduciendo las fuerzas que producen el movimiento.

Tabla 12.4 Métodos de conformación topográfica para equilibrar fuerzas

Método	Ventajas	Desventajas
Remoción de materiales de la cabeza del talud.	Muy efectivo en la estabilización de deslizamientos rotacionales.	En movimientos muy grandes las masas a remover tendrían una gran magnitud.
Abatimiento de la pendiente .	Efectivo especialmente en suelos friccionantes.	No es viable económicamente en taludes de gran altura.
Terraceo de la superficie.	Además de la estabilidad al deslizamiento, permite construir obras para controlar la erosión.	Cada terraza debe ser estable independientemente.

Fotografía 12.1 Estructura para controlar un movimiento después de iniciado.

Fotografía 12.2 Estructura de contención para impedir el movimiento

2. Recubrimiento de la superficie

Métodos que tratan de impedir la infiltración o la ocurrencia de fenómenos superficiales de erosión, o refuerzan el suelo más subsuperficial.

El recubrimiento puede consistir en elementos impermeabilizantes como el concreto o elementos que refuerzan la estructura superficial del suelo como la cobertura vegetal.

Tabla 12.5 Métodos de recubrimiento de la superficie del talud

Método	Ventajas	Desventajas
Recubrimiento de la superficie del talud.	El recubrimiento ayuda a controlar la erosión.	Se debe garantizar la estabilidad del recubrimiento.
Conformación de la superficie.	Puede mejorar las condiciones del drenaje superficial y facilitar el control de erosión.	Su efecto directo sobre la estabilidad es generalmente, limitado.
Sellado de grietas superficiales.	Disminuye la infiltración de agua.	Las grietas pueden abrirse nuevamente y se requiere mantenimiento por períodos importantes de tiempo.
Sellado de juntas y discontinuidades.	Disminuye la infiltración de agua y presiones de poro en las discontinuidades	Puede existir una gran cantidad de discontinuidades que se requiere sellar.
Cobertura vegetal. Árboles Arbustos y Pastos	Representan una alternativa ambientalmente excelente. (Ver capítulo 8)	Pueden requerir mantenimiento para su establecimiento.

3. Control de agua superficial y subterránea

Sistemas tendientes a controlar el agua y sus efectos, disminuyendo fuerzas que producen movimiento y / o aumentando las fuerzas resistentes.

Tabla 12.6 Métodos de control de agua y presión de poros.

Método	Ventajas	Desventajas
Canales superficiales para control de escorrentía.	Se recomienda construirlos como obra complementaria en la mayoría de los casos. Generalmente, las zanjas se construyen arriba de la corona del talud.	Se deben construir estructuras para la entrega de las aguas y disipación de energía.
Subdrenes de zanja.	Muy efectivos para estabilizar deslizamientos poco profundos en suelos saturados subsuperficialmente.	Poco efectivos para estabilizar deslizamientos profundos o deslizamientos con nivel freático profundo.
Subdrenes horizontales de penetración.	Muy efectivos para interceptar y controlar aguas subterráneas relativamente profundas.	Se requieren equipos especiales de perforación y su costo puede ser alto.
Galerías o túneles de subdrenaje.	Efectivos para estabilizar deslizamientos profundos en formaciones con permeabilidad significativa y aguas subterráneas.	Muy costosos.
Pozos profundos de subdrenaje.	Útiles en deslizamientos profundos con aguas subterráneas. Efectivos para excavaciones no permanentes.	Su uso es limitado debido a la necesidad de operación y mantenimiento permanente.

4. Estructuras de contención

Métodos en los cuales se van a colocar fuerzas externas al movimiento aumentando las fuerzas resistentes, sin disminuir las actuantes.

Las estructuras de contención son obras generalmente masivas, en las cuales el peso de la estructura es un factor importante y es común colocar estructuras ancladas en las cuales la fuerza se transmite al deslizamiento por medio de un cable o varilla de acero.

Cada tipo de estructura tiene un sistema diferente de trabajo y se deben diseñar de acuerdo a su comportamiento particular.

Tabla 12.7 Métodos de estructuras de contención

Método	Ventajas	Desventajas
Relleno o berma de roca o suelo en la base del deslizamiento.	Efectivos en deslizamientos no muy grandes especialmente en los rotacionales actuando como contrapeso.	Se requiere una cimentación competente para colocar el relleno.
Muros de contención convencionales, de tierra armada etc.	Útiles para estabilizar masas relativamente pequeñas.	Se requiere una buena calidad de cimentación. Son poco efectivos en taludes de gran altura.
Pilotes	Son efectivos en movimientos poco profundos, en los cuales existe suelo debajo de la superficie de falla que sea competente para permitir el hincado y soporte de los pilotes.	No son efectivos en deslizamientos profundos o cuando aparece roca o suelo muy duro debajo de la superficie de falla. Poco efectivos en deslizamientos rotacionales.
Anclajes o pernos	Efectivos en roca, especialmente cuando es estratificada.	Se requieren equipos especiales y son usualmente costosos.
Pantallas ancladas	Útiles como estructuras de contención de masas de tamaño pequeño a mediano.	Existen algunas incertidumbres sobre su efectividad en algunos casos, especialmente, cuando hay aguas subterráneas y son generalmente costosas.

5. Mejoramiento del suelo

Métodos que aumenten la resistencia del suelo. Incluyen procesos físicos y químicos que aumentan la cohesión y/o la fricción de la mezcla suelo-producto estabilizante o del suelo modificado

Tabla 12.8 Métodos para mejorar la resistencia del suelo

Método	Ventajas	Desventajas
Inyecciones o uso de químicos.	Endurecen el suelo y pueden cementar la superficie de falla.	La disminución de permeabilidad puede ser un efecto negativo.
Magmaficación	Convierte el suelo en roca utilizando rayos especiales desarrollados por la industria espacial.	Su utilización en la actualidad es solamente para uso experimental.
Congelación.	Endurece el suelo al congelarlo.	Efectos no permanentes.
Electro-osmosis.	Reducen el contenido de agua.	Utilización para estabilización no permanente.
Explosivos.	Fragmenta la superficie de falla.	Su efecto es limitado y puede tener efectos negativos.

Las obras pueden ser definitivas o pueden ser temporales de acuerdo al método utilizado.

Generalmente en la estabilización de deslizamientos se emplean sistemas combinados que incluyen dos o más tipos de control de los indicados anteriormente; en todos los casos debe hacerse un análisis de estabilidad del talud ya estabilizado y se debe llevar un seguimiento del proceso durante la construcción y algunos años después.

Escogencia del factor de seguridad

Otra decisión que afronta el Ingeniero es la decisión sobre el factor de seguridad. Una idea general de los factores a emplear permiten recomendar los siguientes factores de seguridad mínimos:

Tabla 12.9 Criterios para seleccionar un factor de seguridad para diseño de taludes.

Caso	Factor de Seguridad
Si puede ocurrir la pérdida de vidas humanas al fallar el talud	1.7
Si la falla puede producir la pérdida de más del 30% de la inversión de la obra específica o pérdidas consideradas importantes.	1.5
Si se pueden producir pérdidas económicas no muy importantes.	1.3
Si la falla del talud no causa daños.	1.2

12.3 PREVENCIÓN

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

- a. Restricciones al desarrollo en áreas susceptibles a deslizamientos
- b. Códigos para excavaciones, explanaciones, paisajismo y construcción.
- c. Medidas físicas tales como drenaje, modificación de la geometría y estructuras para prevenir o controlar los deslizamientos o los fenómenos que los pueden producir.
- d. Desarrollo de sistemas de aviso o alarma.

Los métodos de mitigación o prevención de amenaza pueden reducir en forma importante la ocurrencia de deslizamientos.

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

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

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

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

12.4 RESTRICCIONES AL DESARROLLO DE AREAS DE RIESGO

Uno de los métodos más efectivos y económicos de reducir pérdidas por deslizamientos, es la planificación de nuevos desarrollos, dedicando las áreas susceptibles a deslizamientos como áreas abiertas o verdes o de baja intensidad de uso. La mayoría de los países y ciudades tienen legislación que permite la planificación mediante códigos de urbanismo o ambientales.

En ocasiones se requiere recurrir a evacuar áreas ya utilizadas o urbanizadas, mediante adquisición de la tierra y propiedades por parte del Estado y relocalización de los habitantes y sus viviendas. Sin embargo, el método más efectivo es el de evitar desarrollos de áreas susceptibles, el cual se puede obtener mediante varios sistemas:

1. Políticas de disuasión

a. Programas de información pública

Es importante que la ciudadanía tenga información sobre las amenazas de deslizamiento, en tal forma que ellos mismos actúen como sistema de control, evitando las inversiones en estas áreas.

b. Manejo de escrituras o certificados de propiedad

En algunas regiones existen normas que obligan a las personas que vendan propiedades en áreas con susceptibilidad a los deslizamientos o a las inundaciones, que especifiquen claramente en forma escrita a los potenciales propietarios de las amenazas geológicas a que están expuestos.

c. Negación de los servicios públicos

Los Gobiernos locales pueden prohibir la construcción de servicios públicos, tales como acueducto, alcantarillado, energía eléctrica, vías, etc., en áreas susceptibles a deslizamientos.

d. Avisos públicos

El Estado puede colocar vallas o avisos que alerten a la población sobre las amenazas en una determinada área.

e. Adquisición de Propiedades por parte del Estado

Las agencias del estado pueden comprar las propiedades o áreas amenazadas para su utilización como espacios abiertos o para la construcción de obras de estabilización.

f. Negación de créditos

Las entidades financieras pueden establecer políticas para negar los créditos para el desarrollo de áreas amenazadas.

g. Costos de seguro

Las entidades financieras podrían colocar precios muy altos a los seguros para desanimar la inversión en áreas de riesgo.

h. Impuestos

El Estado puede establecer impuestos altos que desanimen el desarrollo de áreas amenazadas.

2. Regulaciones al uso de la tierra

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

En Colombia el Código de Recursos Naturales permite a las autoridades ambientales establecer distritos de manejo integrado para la prevención de amenazas naturales y las ciudades tienen Códigos de urbanismo para regular los nuevos desarrollos. Sin embargo, se requiere una mayor conciencia ciudadana sobre las amenazas y que estas sean tenidas en cuenta en la elaboración de las regulaciones de uso de la tierra.

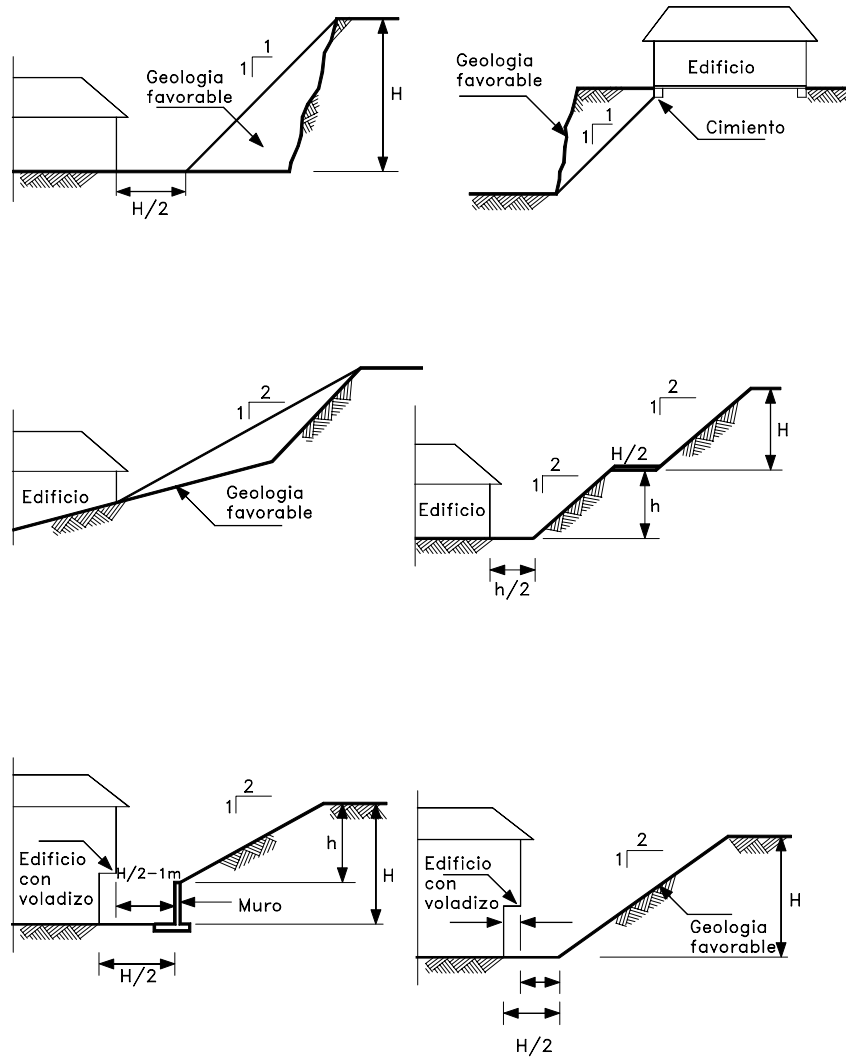


Figura 12.1 Requisitos y aislamientos para taludes urbanos en la ciudad de Los Angeles

3. Códigos técnicos para el manejo de taludes

Algunas ciudades como Hong Kong han elaborado códigos específicos para el manejo de taludes, en los cuales se especifican los parámetros técnicos para el diseño y construcción de obras de estabilización. El uso de códigos técnicos se está extendiendo en los últimos años y algunas ciudades en Colombia han adoptado este sistema con gran éxito.

En el caso de Bucaramanga-Colombia el Código es manejado por las autoridades ambientales en forma independiente pero concertada con las entidades de planificación y desarrollo (C.D.M.B. 1995). En este código se establecen regulaciones y normas para los siguientes aspectos:

- Requisitos para la presentación de proyectos que envuelvan modificaciones del terreno.
- Parámetros mínimos para la elaboración de estudios geotécnicos y de estabilidad.
- Aislamientos mínimos de pie y corona de taludes, cauces de quebradas, colectores de alcantarillado, etc.
- Procedimientos para el manejo y estabilización de taludes, tales como muros de contención, control de aguas superficiales y subterráneas.
- Normas para el control de fondo y lateral de cauces.
- Requisitos para la construcción de vías en áreas susceptibles, rellenos en tierra y disposición de escombros.

En algunas ciudades la experiencia local ha permitido la expedición de códigos por las oficinas de planeación. Generalmente, los códigos lógicamente tienden a sobrediseñar y los factores de seguridad de estos taludes son altos.

La ciudad de Los Angeles representa un ejemplo impresionante del uso de estos códigos, en cuanto a la disminución de la ocurrencia de deslizamientos de tierra, los cuales disminuyeron después de 1963, fecha en que se implementó el código, a un 10% de las fallas que ocurrían antes del código, para un periodo invernal de condiciones similares (Figura 12.1).

4. Medidas de aviso y alarma

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

En ciudades como Hong Kong existe sistemas de instrumentación de lluvias y niveles freáticos manejados por un computador central que permite dar aviso de la posibilidad de ocurrencia de grandes deslizamientos. Durante las tormentas la Oficina de Control Geotécnico de Hong Kong opera en un sistema de emergencia para proporcionar aviso y tomar medidas de control (Geotechnical Control Office, 1985).

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

12.5 METODOS DE ELUSION DE LA AMENAZA

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

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

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

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

Construcción de variantes

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

Remoción total de la masa de los deslizamientos o los materiales inestables

Cuando no es posible la construcción de una variante se puede considerar el remover total a parcialmente los materiales de los deslizamientos antiguos o con riesgo de activación. La remoción de materiales inestables va desde el descapote o remoción de los primeros metros de suelo hasta la eliminación de todo el material inestable. Generalmente, hay limitaciones prácticas al empleo de este método por los volúmenes de tierra que se requiere manejar y la falta de espacio para colocar esta tierra, teniendo en cuenta sus efectos ambientales.

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

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

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

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

Construcción de puentes

Una alternativa utilizada con alguna frecuencia es la de construir puentes o estructuras para pasar por encima de los materiales inestables (Holtz y Schuster 1996). Estos puentes generalmente, deben apoyarse en pilas profundas sobre roca o suelo competente por debajo de los materiales inestables.

Se deben realizar estudios muy completos para estar seguros que la profundidad y el sistema de cimentación son suficientes para garantizar la estabilidad del puente. Las pilas deben diseñarse para resistir las cargas laterales, las cuales son muy difíciles de predecir.

Los puentes pueden ser una solución muy atractiva en terrenos montañosos de alta pendiente donde las excavaciones generarían taludes demasiado altos. Esta alternativa es muy utilizada en algunos países europeos como Austria, Italia y Noruega.

Modificación del nivel de la subrasante, cota del proyecto o alineamiento

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

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

12.6 METODOS DE ESTRUCTURAS DE CONTROL DE MOVIMIENTOS

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

Protección contra caídos de roca

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

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

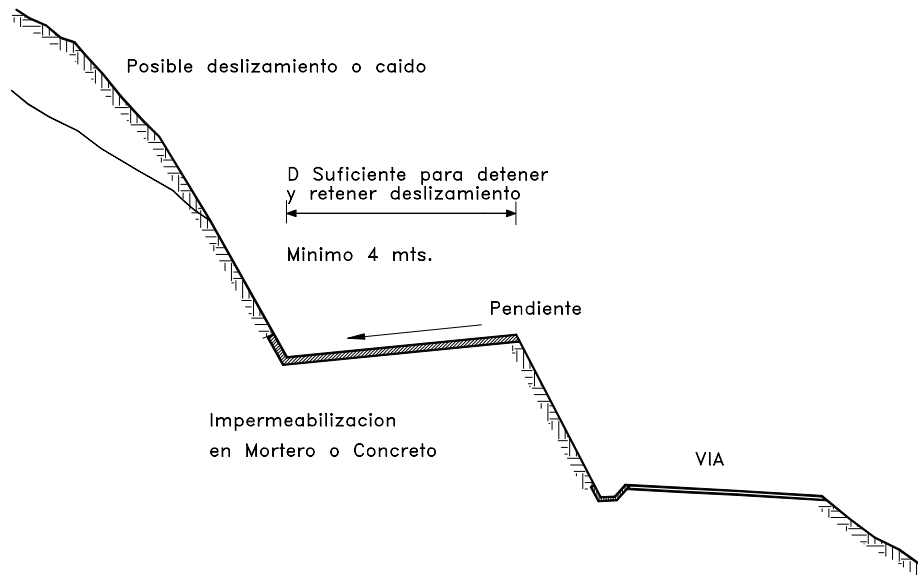


Figura 12.2 Bermas para detener caídas o derrumbes de roca o suelo.

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

- a. Trayectoria de las piedras.
- b. Velocidad.
- c. Energía de impacto.
- d. Volumen total de acumulación.

Existen programas de computador que simulan el comportamiento de los caídos (Piteau, 1980; Wu, 1984 y Pfeiffer, 1990). Estos programas requieren de datos de entrada referentes a la topografía, irregularidades de la superficie, características de atenuación de los materiales del talud, tamaño y forma de los bloques, etc.

De acuerdo a las características de los caídos, se pueden diseñar varios tipos de obra, así:

a. Bermas en el talud

La excavación de bermas intermedias puede aumentar la amenaza de caídos. Los caídos tienden a saltar en las bermas; sin embargo el diseño de bermas anchas puede ser muy útil para ciertos casos de caída, especialmente de residuos de roca.

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.

El ancho y profundidad de las trincheras está relacionado con la altura y la pendiente del talud (Ritchie, 1963). En los taludes de pendiente superior a 75 grados, los bloques de roca tienden a permanecer muy cerca de la superficie del talud y para pendientes de 55 a 75 grados tienden a saltar y rotar, requiriéndose una mayor dimensión de la trinchera.

Para pendientes de 40 a 55 grados los bloques tienden a rodar y se requiere de una pared vertical junto a la trinchera para que los bloques no traten de salirse. Cuando hay discontinuidades en la superficie del talud se debe analizar a detalle la dinámica de los caídos para un correcto diseño de las trincheras.

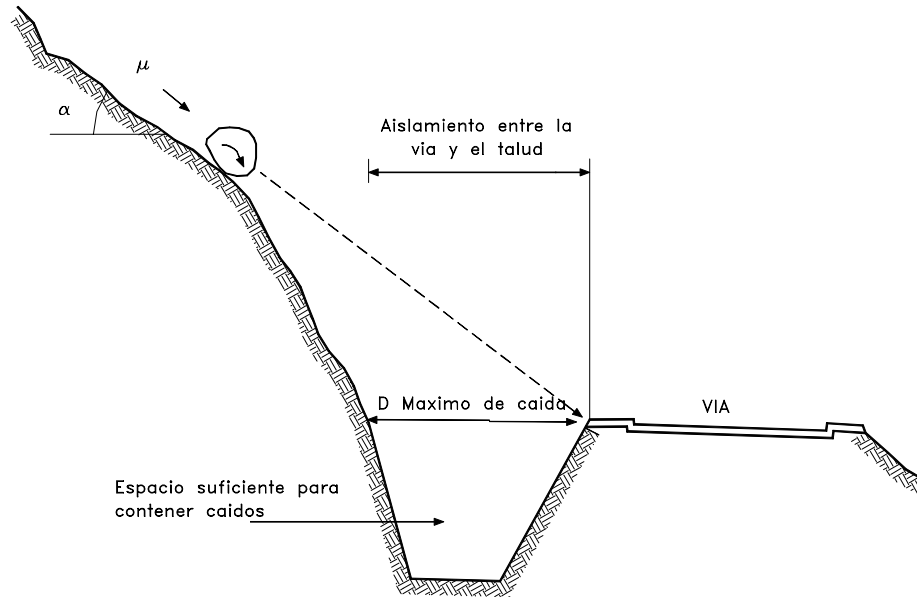


Figura 12.3 Trincheras para control de flujos caídos o avalanchas

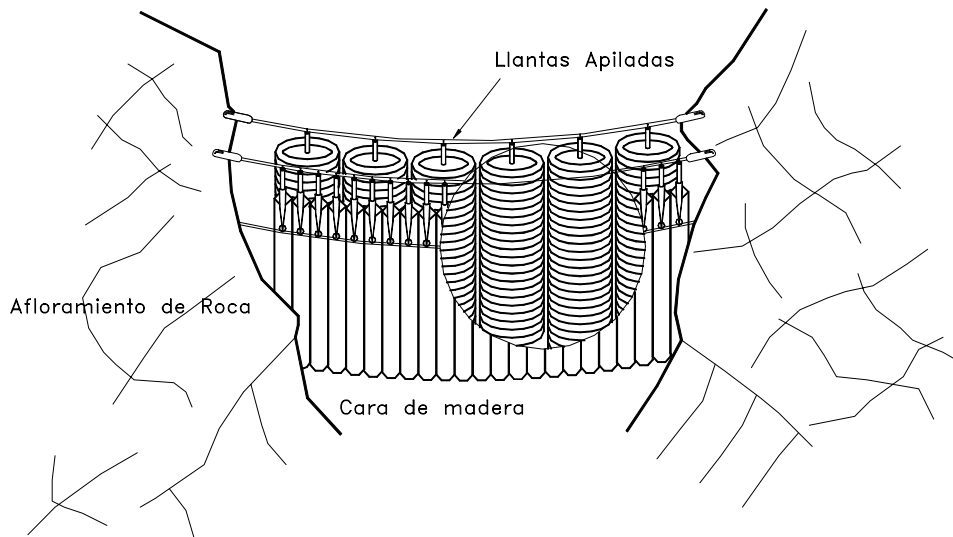


Figura 12.4 Esquema de un atenuador de caídos de roca utilizando llantas usadas (Colorado Department of Transportation).

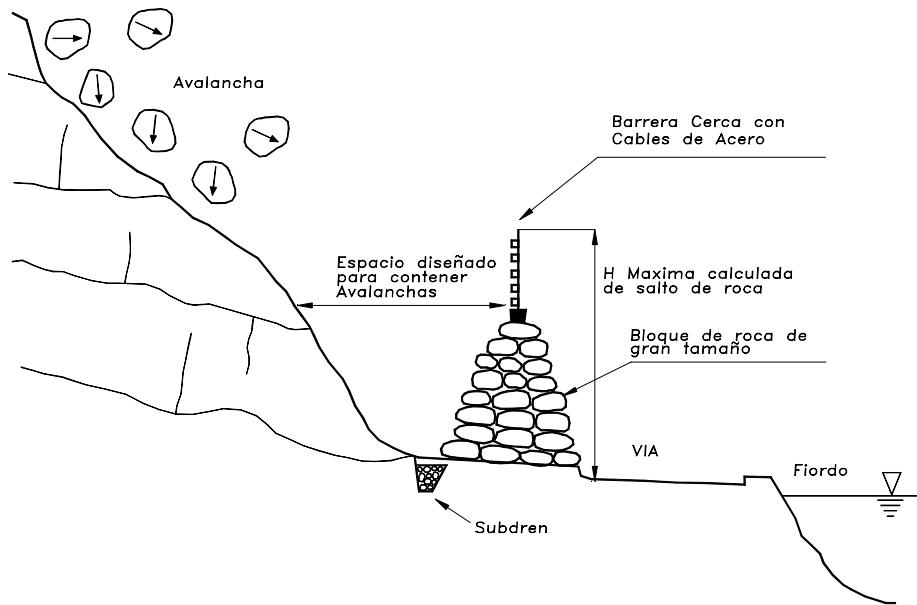


Figura 12.5 Barreras en roca para control de avalanchas utilizadas en Noruega.

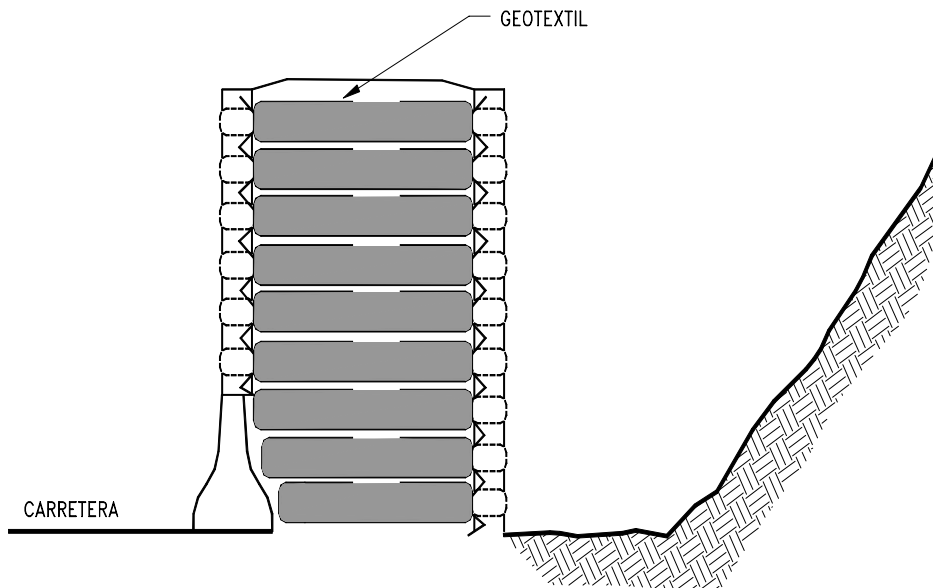


Figura 12.6 Barreras de tierra armada con geotextil para protección contra caídos y avalanchas.

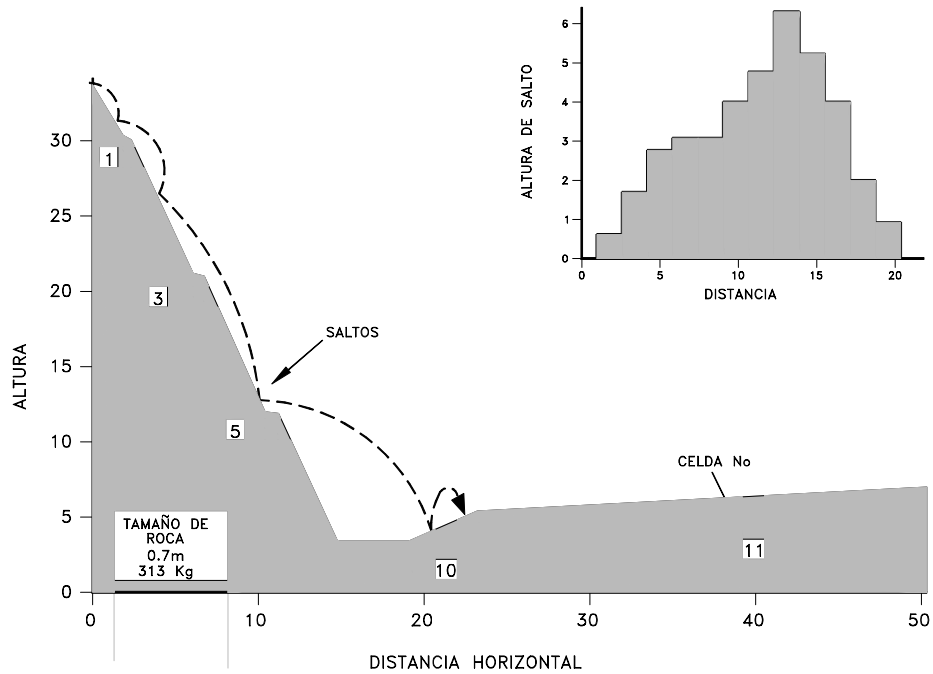


Figura 12.7 Ejemplo del uso del Software CRP5 para analizar el punto de caída de bloques de roca (Pfeiffer y Bowen, 1989).

c. Barreras

Existe una gran variedad de barreras de protección y sus características y dimensiones dependen de la energía de los caídos. Las barreras pueden ser de roca, suelo, tierra armada, muros de concreto, pilotes, gaviones, bloques de concreto o cercas. La barrera generalmente, produce un espacio o trinchera en el pie del talud que impide el paso del caído. Existen programas de Software para determinar el punto de caída de los bloques (Figura 12.7). Actualmente en el mercado se consiguen geofabricas y mallas especiales para la atenuación del impacto de los bloques de roca. La idea general es absorber la energía de los bloques.

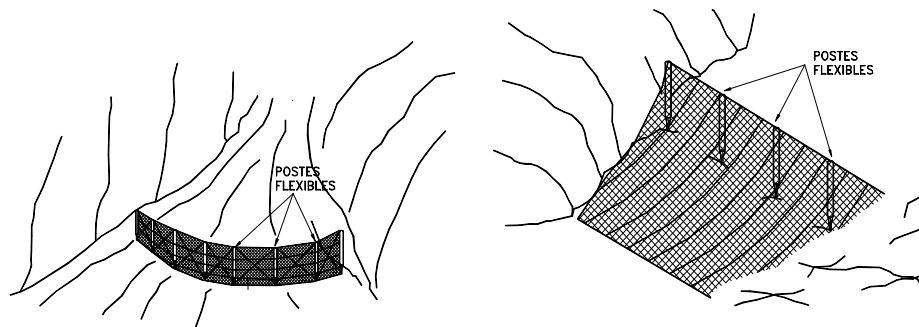


Figura 12.8 Mallas para detener rocas (Barrett y White, 1991).

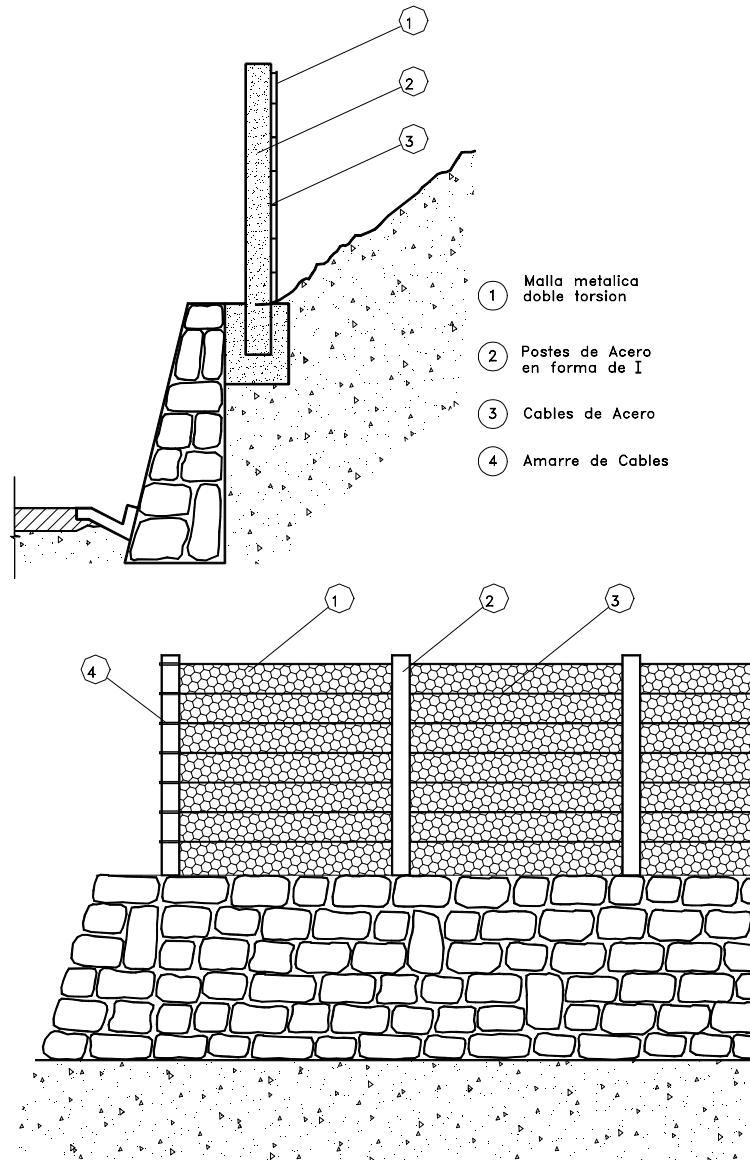


Figura 12.9 Sistema de barrera metálica con cables de acero, para control de caídas de bloques de roca (Gaviones Maccaferri).

d. Cubiertas de protección

Cuando existe la amenaza de caídas de roca en taludes de alta pendiente se puede plantear la construcción de cubiertas de protección, las cuales consisten en estructuras de concreto armado, inclinadas a una determinada pendiente para permitir el paso de los caídos, flujos a avalanchas sobre ellas (Figura 12.10).

Para el diseño de estas estructuras se requiere calcular las cargas de impacto y el peso de los materiales que eventualmente van a pasar o a retenerse sobre la estructura.

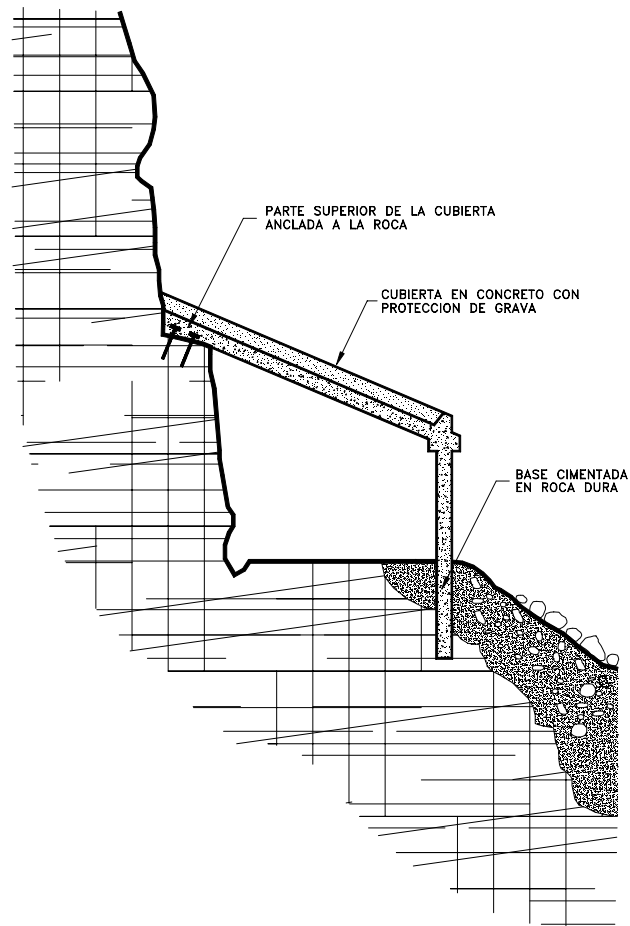


Figura 12.10 Cubierta de protección contra caídas de roca, flujos o avalanchas.

12.7 MEJORAMIENTO DE LA RESISTENCIA DELSUELO

Inyecciones

Se han intentado varios esquemas para el control de deslizamientos con diversos productos químicos.

Las inyecciones de diversos productos químicos es utilizado para mejorar la resistencia o reducir la permeabilidad de macizos rocosos y en ocasiones de suelos permeables. Las inyecciones pueden consistir de materiales cementantes, tales como el cemento y la cal o de productos químicos tales como silicatos, ligninos, resinas, acrylamidas 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.

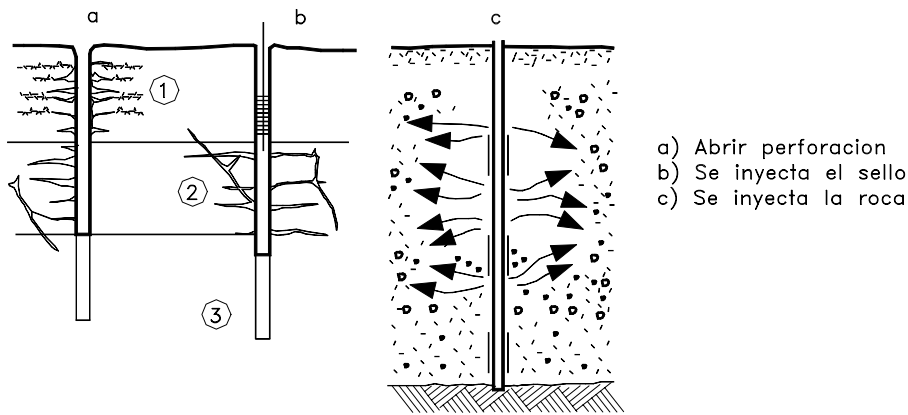
Antes de decidir sobre la utilización de una inyección, debe investigarse que el material realmente pueda penetrar dentro de los vacíos o fisuras. Esto puede determinarse en términos de la relación de inyectabilidad definido como:

$$N = D_{15}(\text{suelo}) / D_{85}(\text{inyección})$$

Esta relación debe ser mayor de 25 para garantizar que la inyección penetre la formación en forma exitosa. Si la relación de inyectabilidad es menor de 11 no es posible realizar el trabajo de inyección.

La penetrabilidad de las inyecciones químicas depende de su viscosidad, presión de inyección y periodo de inyección, así como la permeabilidad del suelo inyectado (Bodocsi y Bourers, 1991).

Los suelos con materiales de más de 20% de finos generalmente, no son inyectables incluso por productos químicos.



DETALLE

Las inyecciones bloquean el paso de agua por las discontinuidades

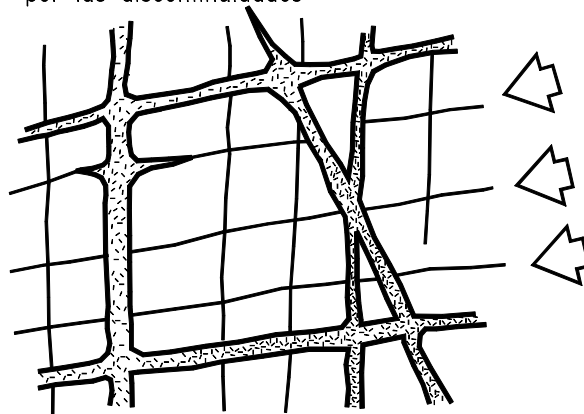


Figura 12.11 Inyecciones para estabilización de taludes.

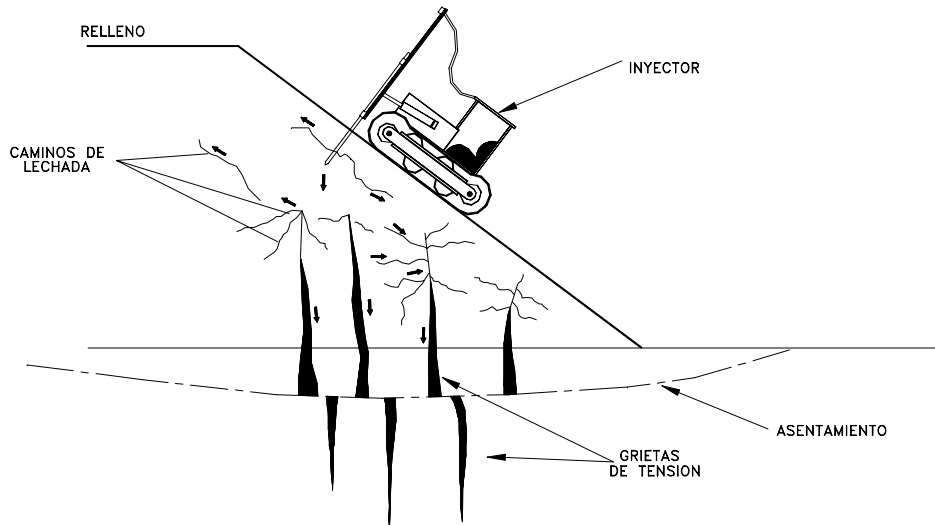


Figura 12.12 Inyección de terraplenes para rellenar y cementar grietas internas.

Los más usados son el cemento y la cal, ya sea en forma de inyección o colocándolo en perforaciones sobre la superficie de falla. El efecto de la inyección es el de desplazar el agua de los poros y fisuras y en esta forma producir una disminución de la humedad, así como cementar los poros de fisuras. El mortero de inyección se endurece y crea un esqueleto alrededor de las áreas de suelo o roca.

La presión de inyección debe ser mayor que el producido por el sobrepeso de suelo y agua para permitir la penetración dentro de las fisuras y a lo largo de una superficie de falla activa.

Una hilera de perforaciones se coloca hasta más abajo de la superficie de falla, y éstas se utilizan como ductos de inyección. El espaciamiento entre huecos de inyección varía de 3 a 5 metros. La operación de inyección debe iniciarse con la hilera más inferior, con el objeto de mejorar el apoyo en el pie de la falla y en esta forma evitar falla durante el proceso de inyección. Debe tenerse en cuenta que la presión de poros puede aumentar por efecto del proceso de inyección, lo cual puede agravar los problemas de movimiento en los taludes. La presión de poros aumenta cuando se bloquean caminos de corriente de agua y debe tenerse especial cuidado en diseñar el sistema de inyección.

Estabilización con cemento

El caso del cemento es un proceso de cementación y relleno de los vacíos del suelo o roca y las discontinuidades de mayor abertura, aumentando la resistencia del conjunto y controlando los flujos internos de agua.

Los procesos de inyecciones se conducen en varias etapas iniciando por una inyección de la zona y terminando con el relleno de sitios específicos.

En suelos residuales la inyección de cemento de zonas permeables en el límite inferior del perfil de meteorización ha tenido buen éxito.

Chummar, reporta la estabilización de un deslizamiento en suelo residual de areniscas en la India, utilizando inyecciones en perforaciones de 3 a 4 centímetros de diámetro con espaciamiento de 10 metros, inyectando lechada de cemento.

Se han utilizado relaciones agua-cemento desde 0.5:1 hasta 10:1, dependiendo del tamaño de los vacíos. Sin embargo, el rango usual varía de 0.8:1 a 5:1. El tiempo de fraguado de la inyección de cemento aumenta con la relación agua-cemento, generalmente, los tiempos varían entre 4 y 15 horas y para relaciones de cemento mayores de 10, en ocasiones nunca se produce el fraguado.

Con frecuencia se le agregan otros productos al cemento para mejorar el resultado de la inyección tales como aceleradores, retardadores, coloides para minimizar la segregación, materiales expansores, tomas reductoras de agua, etc.. En ocasiones el cemento se mezcla con arena, arcilla o pozolana, ceniza como llenantes con el objetivo primario de disminuir el costo de la inyección.

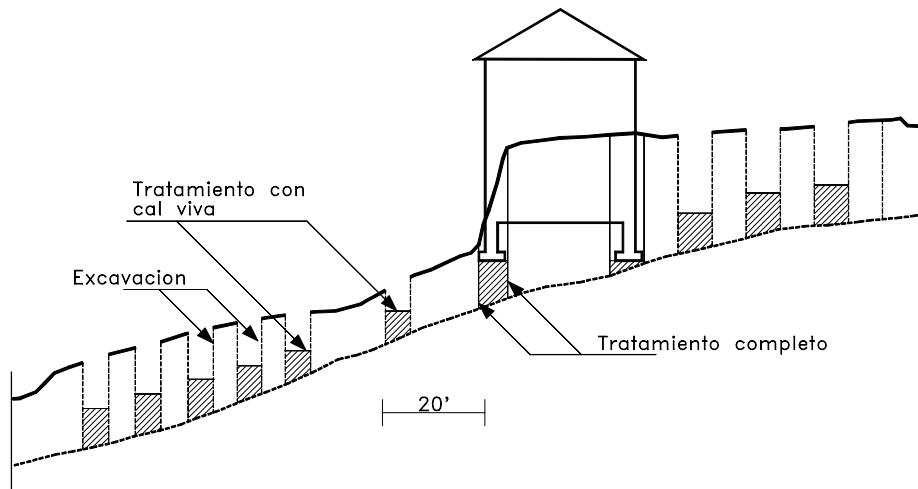


Figura 12.13 Sistema de columnas de cal.

Estabilización con cal

Existe el método de estabilizar terraplenes de arcilla con capas de cal viva (CaO). El proceso de la mezcla con cal consiste en hacer reaccionar la cal con la arcilla, produciendo Silicato de Calcio, el cual es un compuesto muy duro y resistente.

En años recientes se han utilizado técnicas de inyección de lechada de cal dentro del suelo (Boynton y Blacklock). La lechada que sigue las zonas fracturadas o juntas y otras superficies de debilidad fue inyectada, utilizando tubos de 4 centímetros de diámetro con puntas perforadas (Rogers, 1991). La inyección es colocada al rechazo, a intervalos entre 30 y 45 centímetros, con presiones típicas entre 350 y 1300 Kpa. En esta forma se pueden tratar profundidades de más de 40 metros. En ocasiones se ha utilizado inyección de cal mezclada con cenizas.

La estabilización con cal no es efectiva en suelos granulares. Una desventaja de este método es que al menos 80 días deben dejarse antes de que se consideren estabilizadas las columnas de cal.

Otro sistema es el de colocar columnas de cal previa construcción de una perforación vertical. El efecto de las columnas de cal es un aumento en la cohesión promedio, a lo largo de una superficie de falla activa o potencial.

$$C_{prom.} = C_{suelo}(1-a_r) + C_{col}/a_r$$

Donde C= Cohesión

$$a_r = \pi D^2 / 4S^2$$

D= Diámetro de la columna

S= Separación entre columnas

Broms, 1991, recomienda utilizar factores de seguridad mayores a 1.3 siempre que se diseñen columnas de cal.

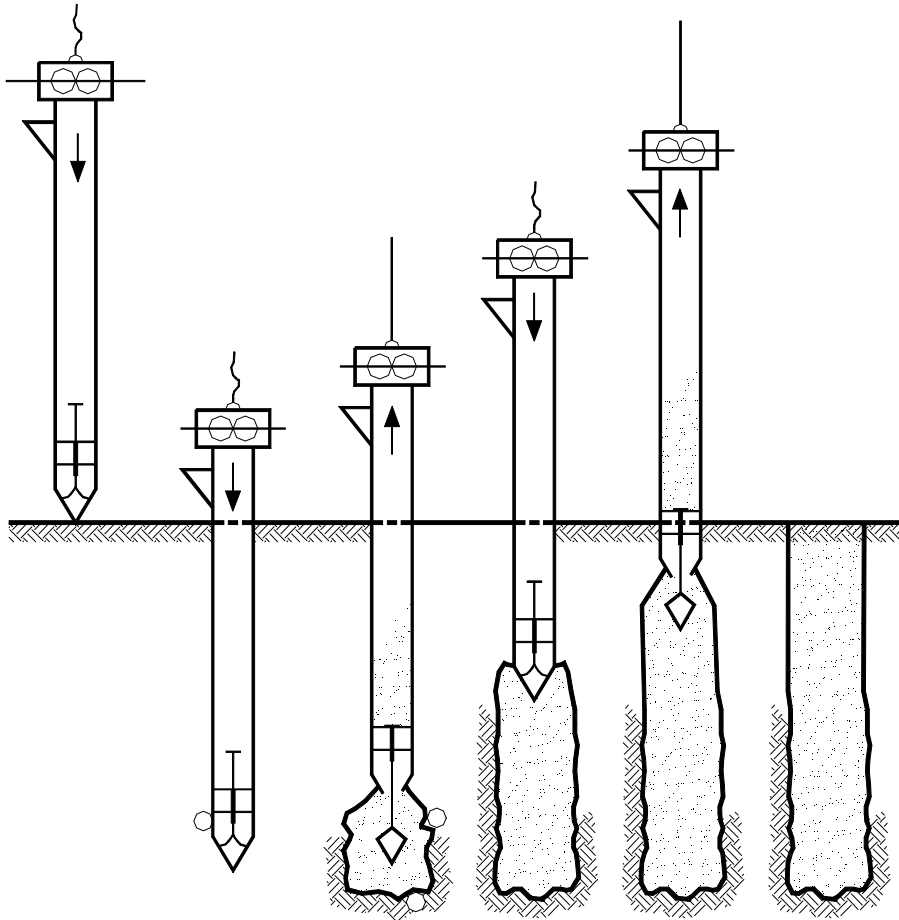


Figura 12.14 Instalación de pilas de cal.

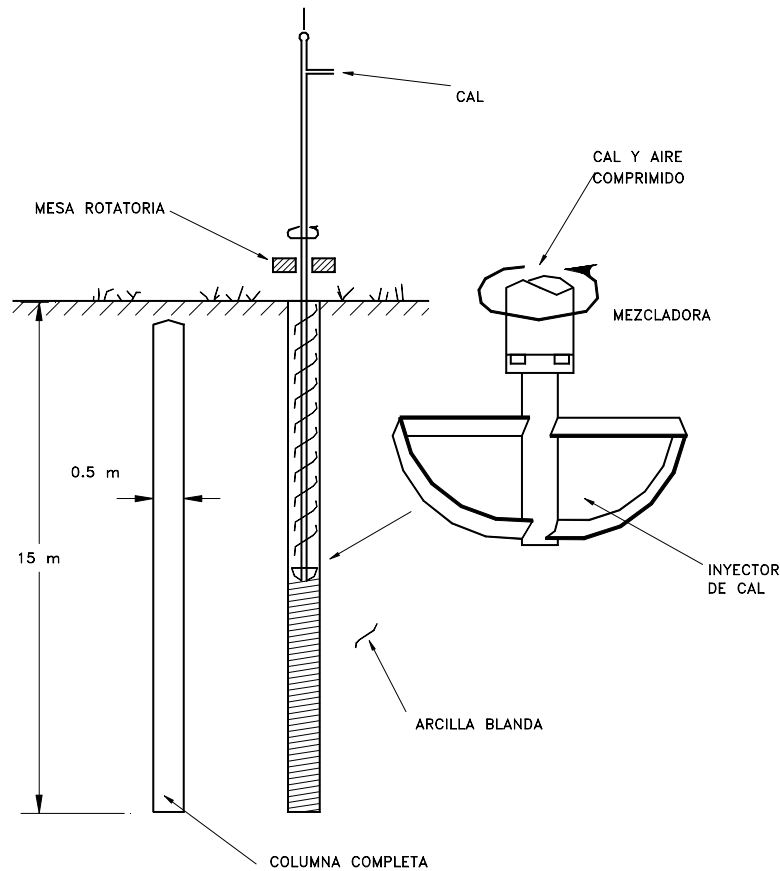


Figura 12.15 Detalle de inyección de columnas de cal.

Calcinación o tratamiento térmico

Tratamientos de tipo térmico, con altas temperaturas, que calcinan el suelo. El suelo se endurece a altas temperaturas 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.

Una de las propiedades que más se afecta es el índice plástico, el cual disminuye drásticamente. De igual forma la capacidad de absorción de agua, la expansividad y la compresibilidad disminuyen.

Básicamente la estabilización térmica consiste en pasar gases a temperaturas cercanas a 1000°C por ductos o huecos dentro del suelo.

Se han realizado tratamientos de este tipo a profundidades hasta de 20 metros (Bell 1993). La distribución de temperatura depende de la porosidad del suelo, el contenido de agua, presión de poros y la temperatura de los gases inyectados.

Debe tenerse en cuenta que la temperatura no sube por encima de 100°C hasta que se ha evaporado totalmente al agua dentro del suelo. Por la razón anterior no es económico estabilizar suelos saturados utilizando el sistema de calcinación.

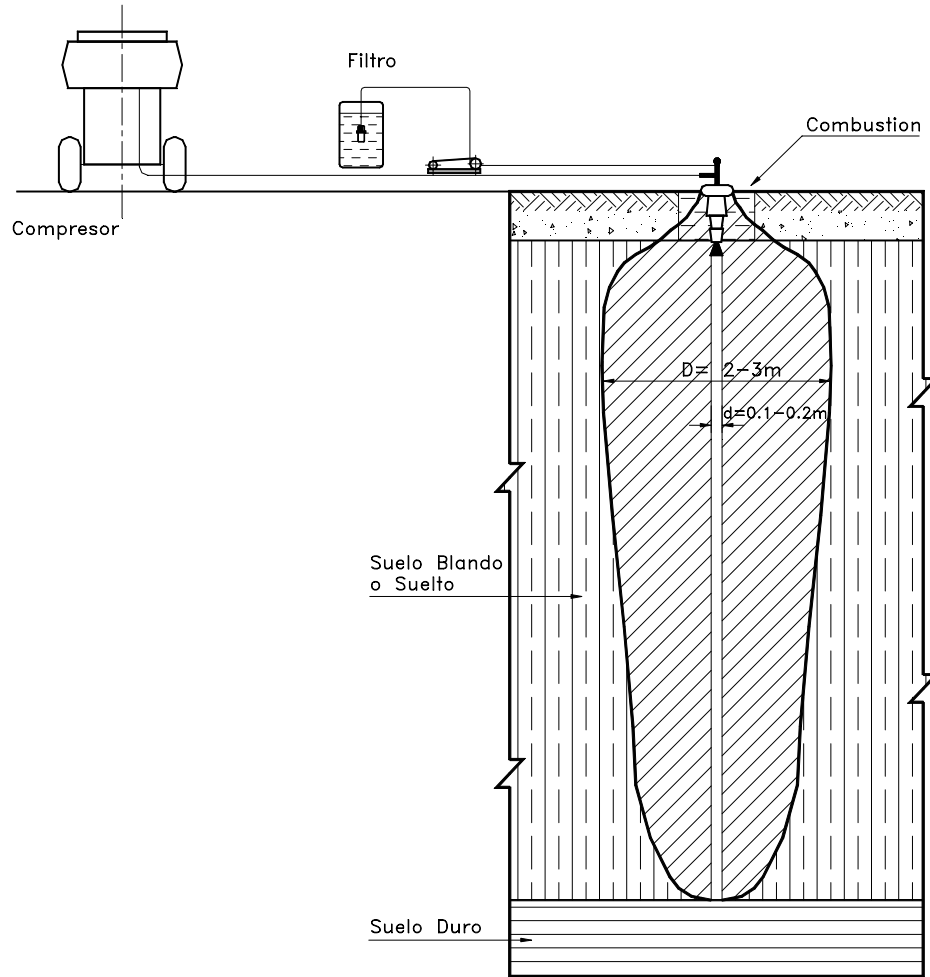


Figura 12.16 Esquema del método de tratamiento térmico.

Magmaficación

El proceso de Magmaficación consiste en fundir el suelo a temperaturas de cristalización de más de 5.000°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. El proceso incluye dos etapas así :

1. Perforar huecos verticales de varias pulgadas de diámetro en el suelo.
2. Introducir y luego retirar de la perforación, un cilindro o pistola magmaficadora accionada por corriente eléctrica, la cual convierte en magma el suelo aproximadamente en un radio de un metro de distancia del hueco.

La Pistola magmaficadora utiliza tres rayos similares a los rayos laser, los cuales al entrelazarse producen las temperaturas suficientes para convertir el suelo en magma.

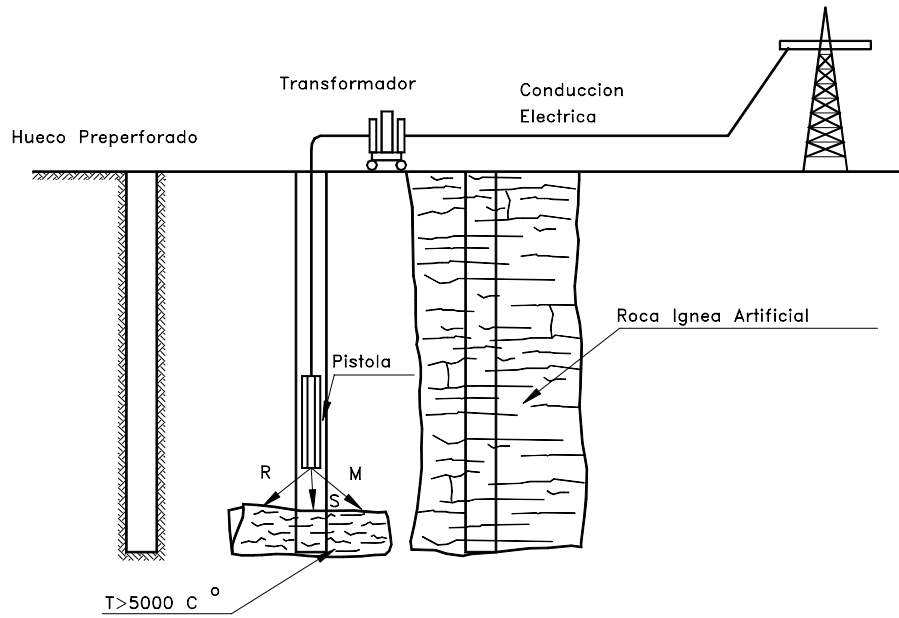


Figura 12.17 Proceso de magmificación.

Congelación del suelo

La congelación del suelo consiste en disminuir la temperatura del terreno en tal forma que el agua se convierte en hielo lo cual equivale a que se aumenta la resistencia del material. Generalmente, la congelación se emplea en excavaciones en suelos blandos saturados. El suelo congelado conforma una especie de pared provisional que permite la excavación. La congelación depende de las características geológicas e hidrológicas del sitio, y los tipos de suelo presentes, sus propiedades térmicas y contenido de aguas.

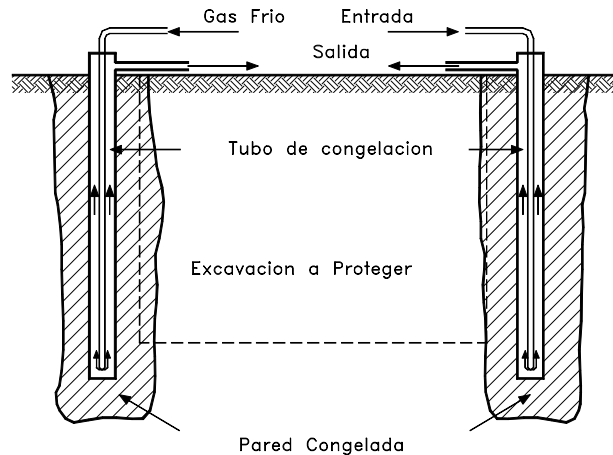


Figura 12.18 Diagrama de procedimientos de congelación del suelo.

La congelación comprende dos etapas: la fase activa en la cual el suelo se congela y la fase pasiva en la cual se requiere mantener el suelo en su estado congelado. Un sistema de congelación puede consistir en el bombeo de un enfriador similar al utilizado en los equipos domésticos de congeladores, dentro de un sistema de tuberías en contacto con el suelo.

Un segundo sistema consiste en inyectar Nitrógeno líquido.

Al congelar el suelo disminuye la permeabilidad y puede presentarse aumento de las presiones de poro arriba del área congelada.

Compactación Profunda

La compactación o incremento de la densidad del suelo se puede lograr a grandes profundidades utilizando alguno de los siguientes procedimientos:

1. Pilotes de compactación

La compactación se logra por desplazamiento del suelo al hincar un pilote, retirarlo y al mismo tiempo rellenar el espacio desplazado con material de suelo. La separación entre pilotes depende de las condiciones de granulometría y densidad del suelo. Para el hincado se pueden utilizar procedimientos de percusión o de vibración.

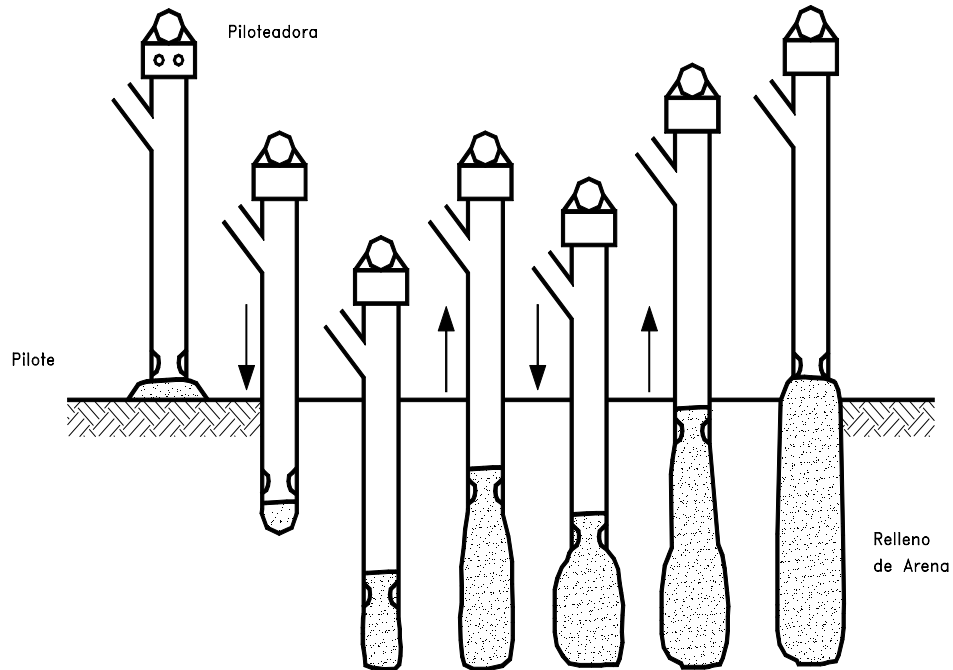


Figura 12.19 Pilotes de compactación.

2. Vibrocompactación profunda

La vibrocompactación utiliza un equipo conocido con el nombre de vibroflotador, el cual se suspende de una grúa, penetra el suelo por su propio peso, un sistema de vibración y la inyección de agua por su punta inferior. Al penetrar el equipo vibra con amplitudes grandes produciendo un desplazamiento horizontal de los materiales. El espacio vacío generado por la vibración se va rellenando con arena o grava.

La vibroflotación es muy efectiva en arenas y limos granulares. El espaciamiento entre puntos de densificación depende de las características que se deseen del producto final de la compactación.

La vibrocompactación profunda es muy efectiva y es uno de los mejores sistemas de compactación a grandes profundidades y su principal problema consiste en la poca disponibilidad que se tiene de estos equipos en America Latina.

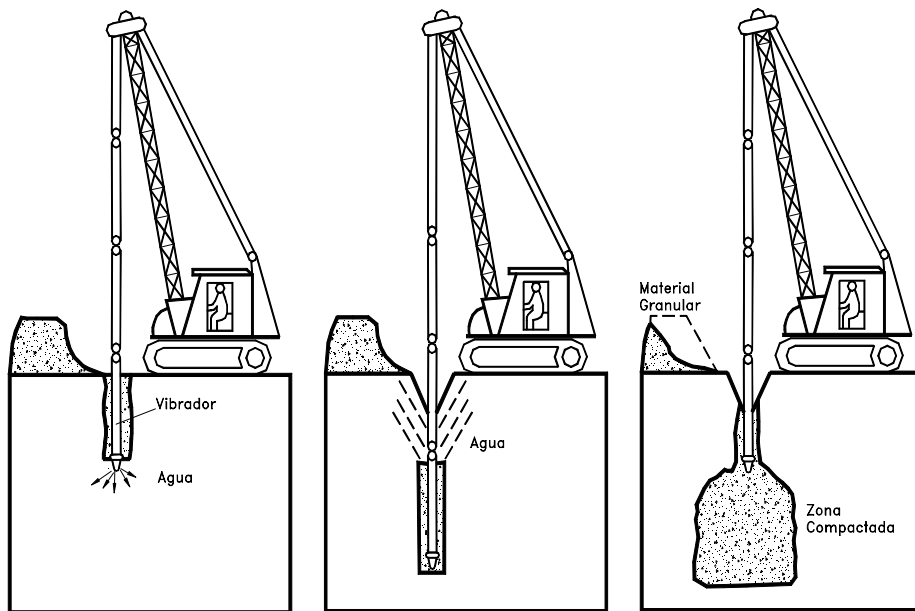


Figura 12.20 Proceso de vibrocompactación.

3. Columnas de piedra o grava

Las columnas de piedra o de grava utilizan un sistema similar al de pilotes o vibrocompactación profunda para hacer penetrar en el suelo cantos o partículas gruesas de grava como se indica en la figuras 12.21 y 12.22.

Las columnas de piedra pueden utilizarse para estabilizar o prevenir deslizamientos (Goughnour, 1990), debido a que las columnas actúan en dos frentes así:

- Aumentar la resistencia del suelo.
- Mejorar el drenaje de aguas subterráneas

Este sistema es una técnica que mejora la resistencia al cortante del suelo a lo largo de una superficie potencial de falla, reemplazando o desplazando el suelo del sitio con una serie de columnas de piedra compactada de gran diámetro espaciadas en forma cercana.

Adicionalmente las columnas de piedra también funcionan como drenes de grava para aliviar las presiones de poro.

La construcción de las columnas de piedra consiste en lo siguiente:

- a. Construir una excavación utilizando un vibro-desplazador.
- b. Colocando piedra dentro de la excavación.
- c. Compactando la piedra por un sistema de repenetración de abajo hacia arriba con el equipo vibro-flotador.

Se debe tener especial cuidado en la utilización de columnas de piedra en suelos sensitivos u orgánicos (Bachus y Barksdale, 1989). En suelos turbosos el sistema puede producir una desestabilización de los mantos del suelo.

Existen dos métodos empíricos para el diseño de columnas de piedra desarrollados por Aboshi (1979) y por Goughnour (1990). Los cálculos de estabilidad se desarrollan utilizando métodos convencionales de equilibrio límite calculando una cohesión o una fricción adicional para las áreas correspondientes a las columnas de piedra.

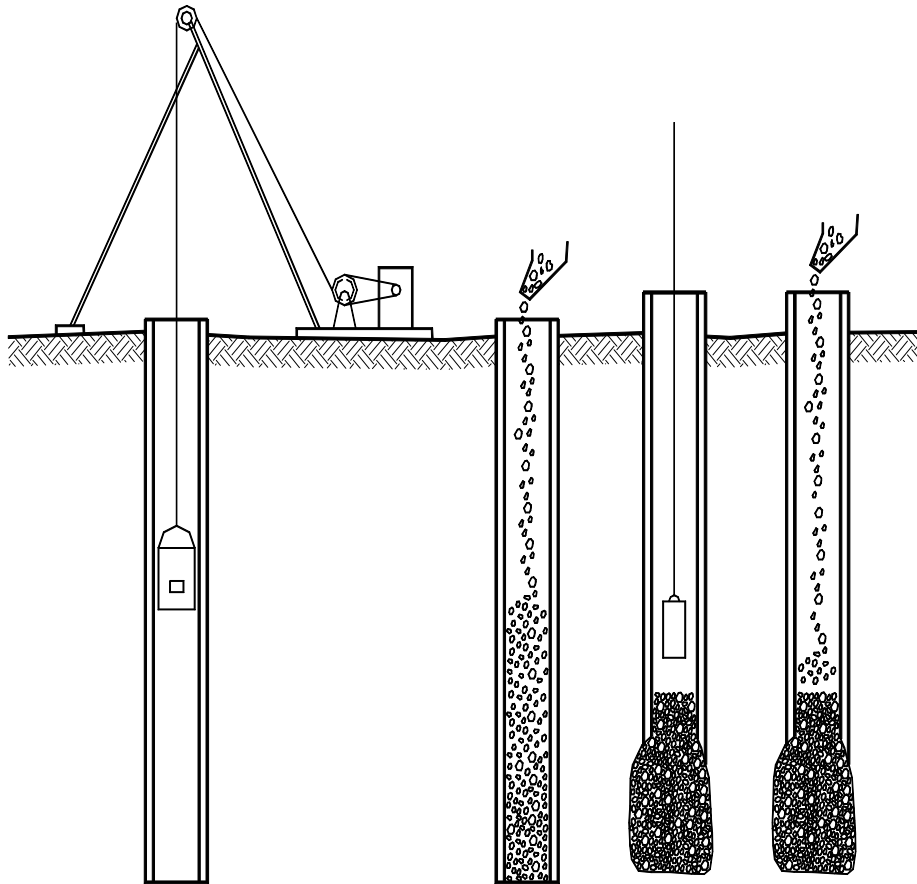


Figura 12.21 Columnas de piedra o grava.

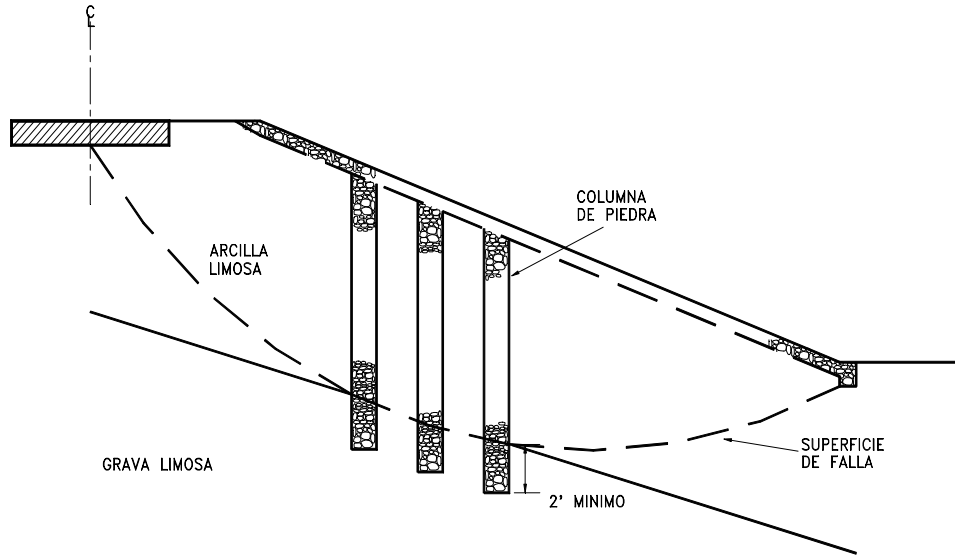


Figura 12.22 Diagrama esquemático de la utilización de columnas de piedra para estabilizar un deslizamiento.

4. Compactación dinámica

El sistema de compactación dinámica consiste en dejar caer de una altura importante un bloque pesado metálico o de concreto. El proceso repetitivo de golpeo produce una compactación del suelo.

Se utilizan bloques cuyo peso puede variar entre 5 y 200 toneladas con alturas de caída entre 4 y 30 metros. El espaciamiento entre centros de impacto varía de 4 a 8 metros. Se requieren varios golpes en cada sitio para obtener el resultado deseado. Se le puede utilizar en una gran cantidad de suelos desde basuras y materiales orgánicos hasta arcillas y suelos granulares gruesos.

La energía que se requiere para obtener un determinado resultado aumenta con la cantidad de finos en una relación de 1 : 3 de grava hasta arcilla.

Para calcular la profundidad de influencia o de compactación se utiliza la expresión:

$$D = \frac{1}{2} \sqrt{WH}$$

Donde

W = Peso del bloque en toneladas

H = Altura de caída en metros

D = Profundidad de influencia en metros.

Generalmente la compactación dinámica se hace utilizando varias etapas. En las primeras etapas el espaciamiento entre sitios de golpeo es mayor que en las etapas finales.

Debe tenerse cuidado en la estabilización de deslizamiento utilizando compactación dinámica que se generan presiones de poros, las cuales pueden activar o acelerar los movimientos.

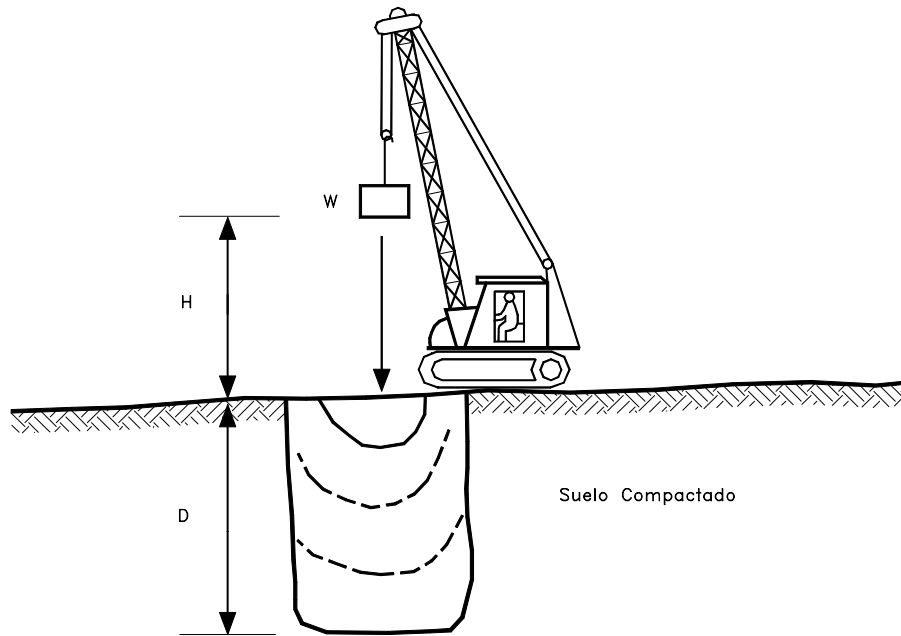


Figura 12.23 Diagrama del sistema de compactación dinámica.

5. Compactación con explosivos

El uso de explosivos para compactar el material y en esta forma estabilizar un suelo natural, se limita a suelos granulares con menos del 20% de limos y menos del 5% de arcillas. Se utilizan cargas de explosivos relativamente pequeñas a espaciamientos entre 3 y 7.5 metros, con explosiones repetitivas.

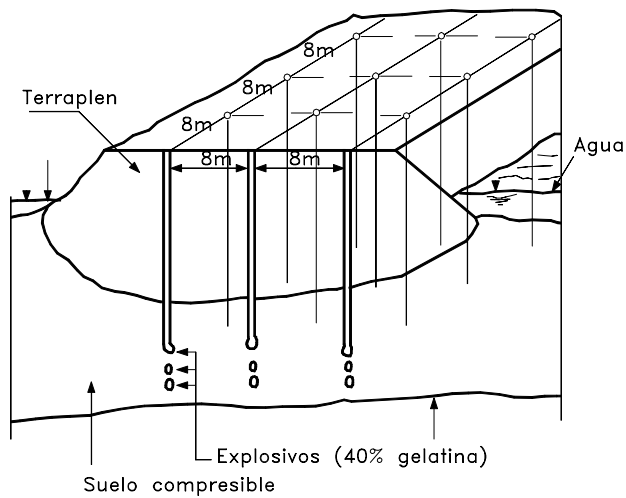


Figura 12.24 Uso de explosivos para mejorar la capacidad del suelo debajo de un terraplén.

El sistema de funcionamiento consiste en producir la licuación de los suelos en un volumen semiesférico de suelo alrededor de cada punto de explosión, y en esta forma generar compactación. En taludes con factores de seguridad muy bajos, la compactación con explosivos puede producir la falla del talud. El riesgo del sistema es alto cuando la susceptibilidad a la licuación es alta.

12.8 PROTECCION DE LA SUPERFICIE DEL TALUD

El objetivo de la protección de la superficie del talud es prevenir la infiltración debido a la lluvia y mantener el suelo parcialmente seco. Las medidas de protección incluyen el concreto lanzado, los bloques de mampostería, la protección con piedras, el recubrimiento con productos sintéticos. Estos recubrimientos pueden complementarse con prácticas de cobertura vegetal (Ver capítulo 8). Aunque, el factor de seguridad no se modifica teóricamente, en la práctica sí se produce un efecto estabilizante al mantener las fuerzas de succión o presiones negativas, las cuales actúan como fuerzas resistentes que tratan de impedir las fallas al cortante o el colapso. El recubrimiento de la superficie de un talud con productos artificiales puede implicar un aumento en los valores de escorrentía, lo cual requiere de la construcción de estructuras de control de aguas superficiales capaces de manejar los volúmenes producidos de acuerdo a la intensidad de las lluvias.

Concreto Lanzado

El concreto lanzado es una mezcla de cemento y agregados, los cuales se pueden colocar en seco o por vía húmeda, en la forma como se indica en el capítulo 14. Generalmente, se coloca una malla de refuerzo previamente al lanzado del concreto. Se debe tener especial cuidado en las consecuencias de procesos de expansión y contracción, los cuales pueden destruir por agrietamiento la superficie de los taludes. Para facilitar el drenaje, se deben construir huecos o lloraderos que atraviesen la superficie de recubrimiento y, en esta forma evitar las presiones de poro por represamiento de agua subterránea.

Recubrimiento en suelo cemento

El recubrimiento en suelo cemento puede mejorar las condiciones de permeabilidad de un talud haciéndolo relativamente impermeable y, en esta forma disminuyendo la infiltración. En Hong Kong y los países del Sureste Asiático, se utiliza con mucha frecuencia un recubrimiento llamado “Chunam Plaster”, el cual consiste en una mezcla de cemento, cal y suelo, generalmente, en las siguientes proporciones: una parte de cemento Portland, tres partes de cal hidratada y veinte partes de suelo residual de granitos o suelos volcánicos (Geotechnical Control Office, 1984). El suelo debe estar libre de materia orgánica y raíces. El cemento y la cal deben mezclarse secas antes de agregarlas al suelo. Se agrega la mínima cantidad de agua consistente con la trabajabilidad de la mezcla. Si la relación agua-cemento es muy alta se produce agrietamiento severo del recubrimiento. Generalmente, el Chunam se aplica en dos capas cada una de aproximadamente 3 cm. La primera capa es escarificada antes de colocar la segunda, dejando un tiempo de aproximadamente de 24 horas entre las dos

capas. Con frecuencia, se utiliza un sistema de anclajes o dovelas de 30 cm de longitud clavadas a distancias de 1.5 metros.

Mampostería

La mampostería puede consistir en bloques de concreto o en piedra pegada con concreto o mortero. Las juntas entre bloques adyacentes generalmente, se rellenan con un mortero 3 a 1 o se utiliza vegetación. En el caso de recubrimiento utilizando concreto o mortero se deben dejar lloraderos para evitar la acumulación de aguas subterráneas.

Rip-Rap

La solución consiste en colocar sobre la superficie del talud piedra suelta acumulada la una sobre la otra con el objeto específico de proteger contra la erosión. Usualmente por debajo del Rip-Rap se coloca un geotextil no tejido como elemento de protección adicional. El Rip-Rap puede colocarse a mano o al volteo.

Generalmente, al colocarse al volteo el espesor de la capa es menor pero en cualquier caso no debe ser inferior a 12 pulgadas. El tamaño de las piedras depende de la pendiente del talud, pudiéndose colocar piedras de mayor tamaño en pendientes menores.

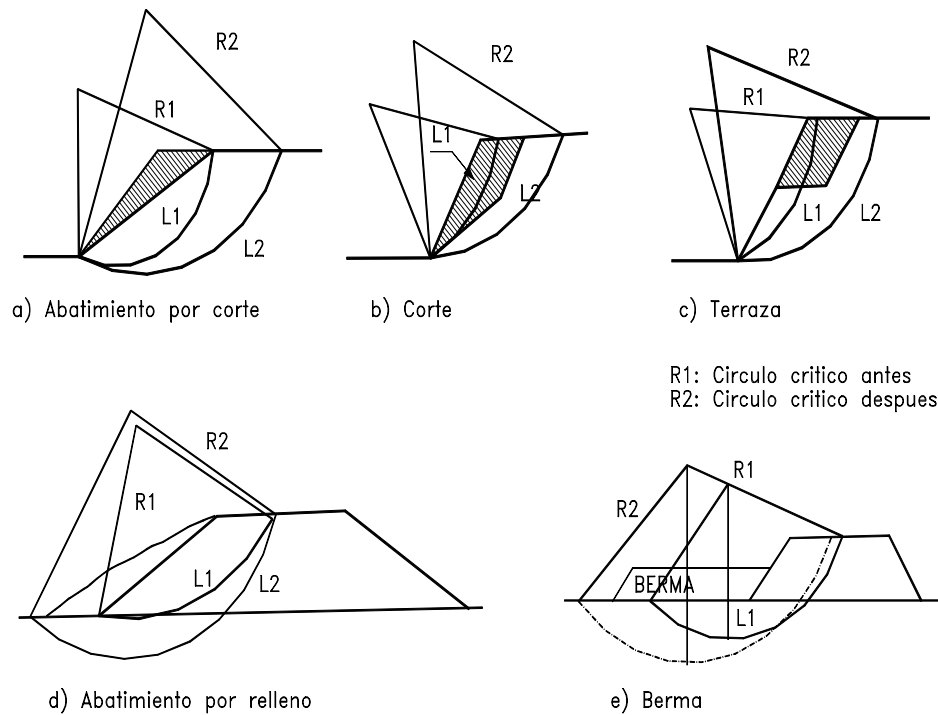


Figura 12.25 Efecto de la modificación topográfica sobre la localización de círculo crítico de falla.

12.9 MODIFICACION DE LA TOPOGRAFIA

Abatimiento de la pendiente del talud

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

El abatimiento de la pendiente del talud es económicamente posible en taludes de poca altura, pero no ocurre lo mismo en taludes de gran altura, debido al aumento exagerado de volumen de tierra de corte con el aumento de la altura. El abatimiento por relleno en ocasiones no es posible por falta de espacio en el pie del talud.

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.

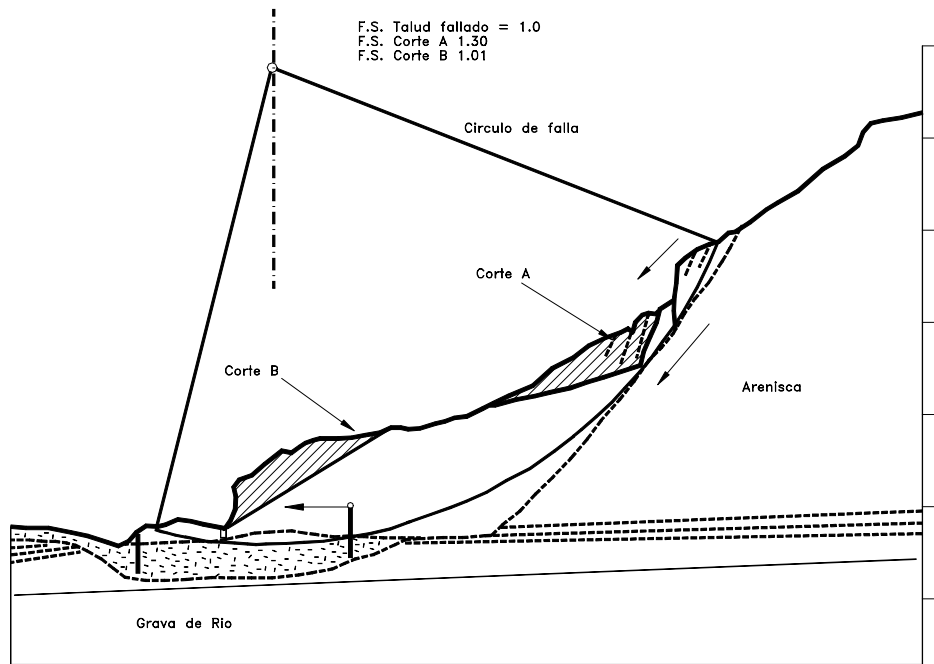


Figura 12.26 Corte de parte del material deslizado para mejorar el factor de seguridad

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 factor de seguridad propuesto. El cálculo se realiza generalmente, por un sistema de ensayo y error.

Finalmente la efectividad técnica del sistema y el factor económico van a determinar su viabilidad. En ocasiones estos materiales pueden ser utilizados como préstamo para terraplenes en el mismo proyecto.

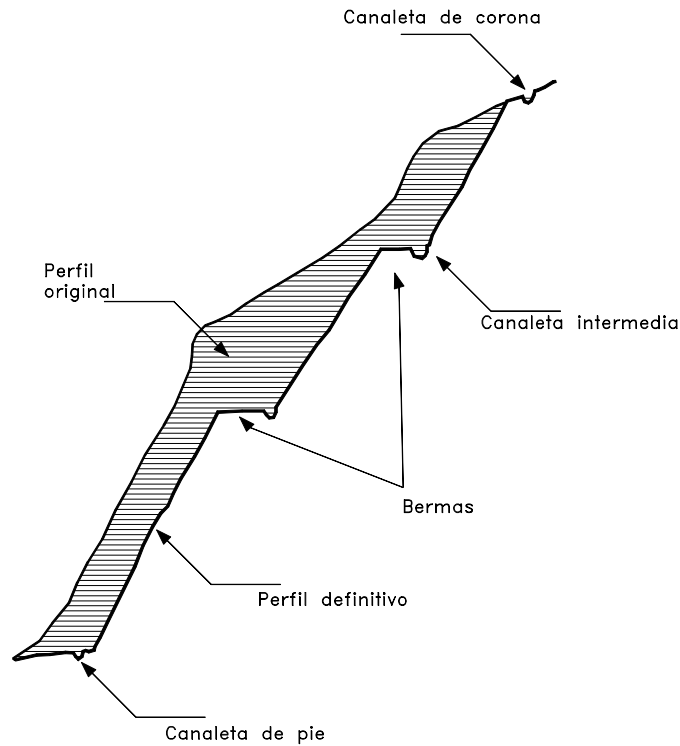


Figura 12.27 Estabilización por conformación del talud y bermas.

Terrazas o bermas intermedias

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

El efecto es el de disminuir las fuerzas actuantes, en la zona más crítica para la generación de momentos desestabilizantes. En esta forma el círculo crítico de falla se hace más profundo y más largo aumentándose el factor de seguridad.

Al construir las terrazas el talud puede quedar dividido en varios taludes de comportamiento independiente, los cuales a su vez deben ser estables. El terraseo se le puede realizar con el propósito de controlar la erosión y facilitar el establecimiento de la vegetación. La altura de las gradas es generalmente, de 5 a 7 metros y cada grada debe tener una cuneta revestida para el control del agua superficial. El sistema de cunetas a su vez debe conducir a una estructura de recolección y entrega con sus respectivos elementos de disipación de energía.

En suelos residuales generalmente, la grada más alta debe tener una pendiente menor, teniendo en cuenta que el suelo subsuperficial es usualmente el menos resistente. Las terrazas generalmente, son muy útiles para control de aguas de escorrentía. En todos los casos debe considerarse el efecto que se puede tener sobre los taludes arriba y abajo de la terraza a excavar.

Diseño de la geometría de las bermas

Uno de los objetivos principales del área de la estabilidad de taludes, es el diseño de taludes topográficamente estables. Este tipo de problema se le presenta al Ingeniero en el trazado de vías, explanaciones, exploraciones mineras, urbanizaciones, etc. El diseño comprende las decisiones de tipo topográfico y estabilización que se requiere presupuestar, previamente a la construcción de la obra civil.

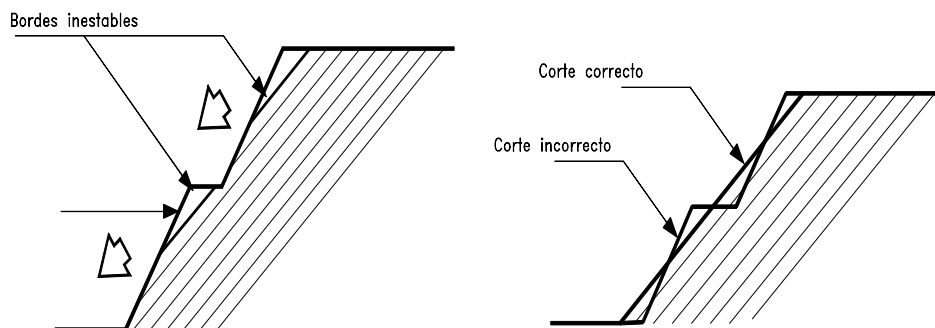


Figura. 12.28 Cortes en taludes con juntas semiparalelas a la topografía del terreno.

El diseño de un talud consiste en definir su altura, pendiente y elementos topográficos con base en parámetros geotécnicos. Para el diseño de un talud se pueden emplear varios sistemas:

1. Uso de códigos como los existentes en Hong Kong y la ciudad de Los Angeles.
2. Empleo de gráficos de diseño, teniendo en cuenta algunas de las características del suelo o macizo rocoso .
3. Cálculo de factor de seguridad del talud y diseño por el sistema de prueba y error, hasta encontrar el diseño que mejor se ajuste a los requisitos de estabilidad establecidos.
4. Definición de pendientes y alturas de acuerdo al comportamiento de taludes similares en la misma formación geológica .

Se recomienda que los diseños no sean ciegos, sino que obedezcan a un conocimiento muy claro de los factores básicos y mecanismos de falla. Un sistema que funcionó exitosamente en un sitio, no necesariamente es aplicable en otro.

Diseños semiempíricos

Debido a las dificultades que existen para la utilización de diseños empleando el sistema tradicional clásico en taludes de zonas tropicales, se ha intentado formular reglas de diseño con base en la experiencia conocida. El uso de este sistema semi-empírico requiere de mucho cuidado, si la experiencia no proviene de la misma formación geológica en las mismas condiciones topográficas, climáticas y geotécnicas.

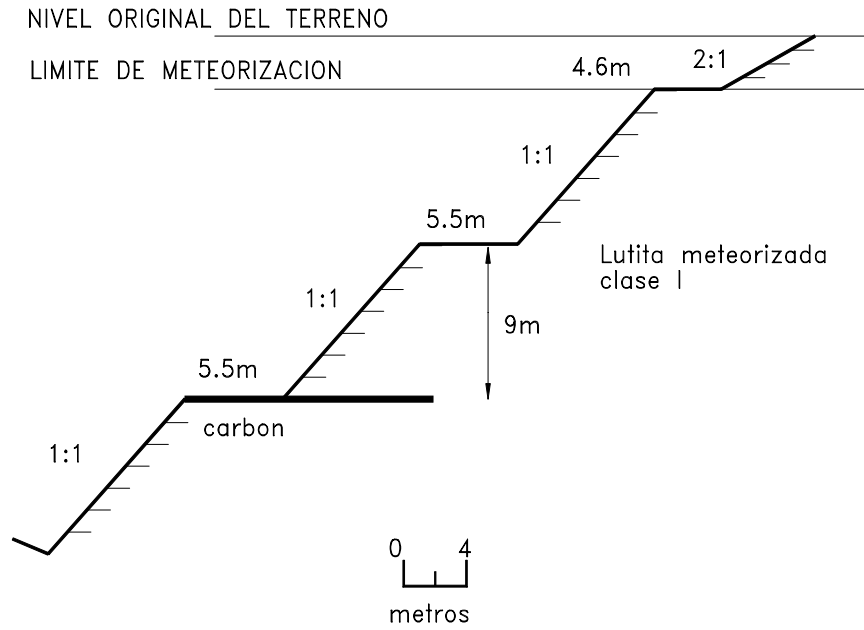


Figura. 12.29 Configuración típica de taludes en lutitas meteorizadas con mantos de carbón (Kentucky department of Highways 1993).

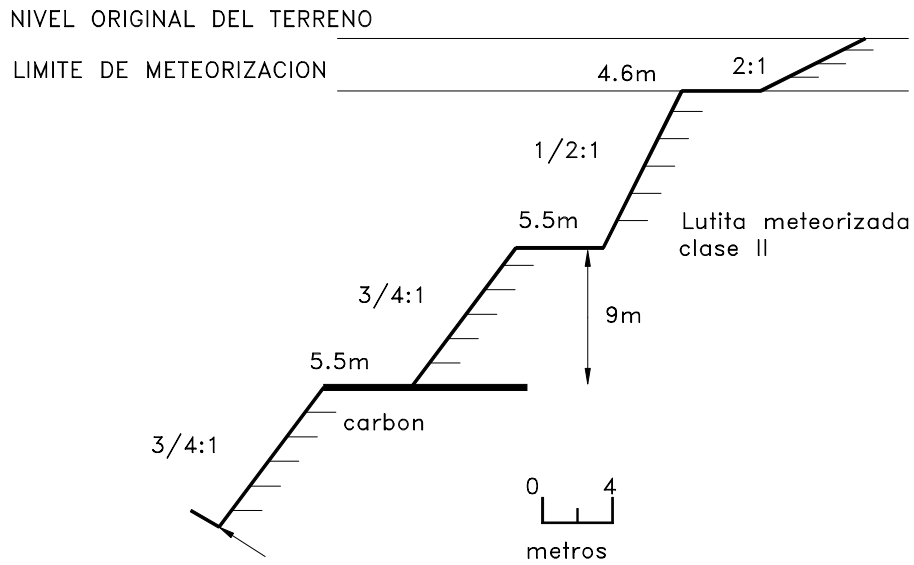


Figura. 12.30 Configuración típica de taludes en lutitas ligeramente meteorizadas (Kentucky department of Highways, 1993).

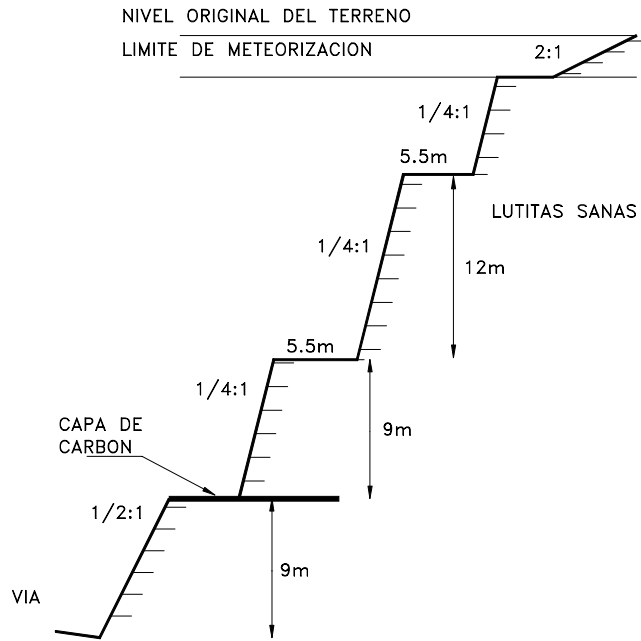


Figura 12.31 Configuración típica de taludes en lutitas sanas (Kentucky department of Highways, 1993).

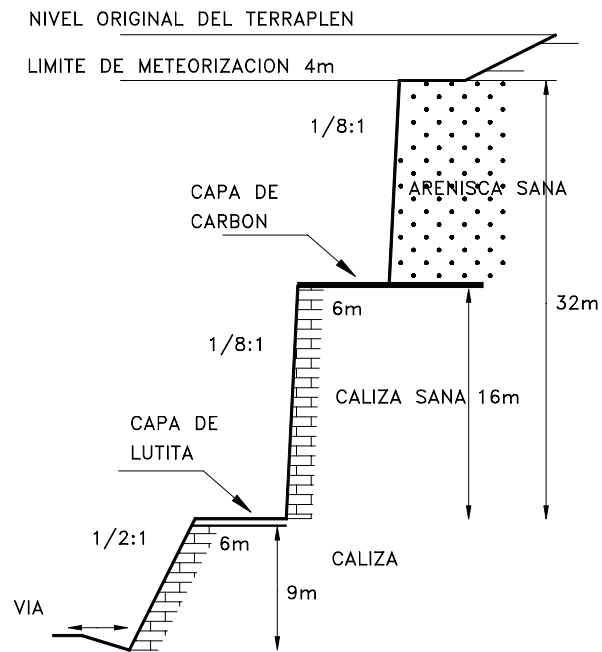


Figura. 12.32 Configuración típica de taludes en calizas y areniscas (Kentucky department of Highways, 1993).

Sin embargo, la experiencia en formaciones similares representa una buena guía, cuando no se cuenta con información suficiente para realizar un diseño detallado.

El estudio patológico de las fallas, cuando los factores que contribuyen a una falla pueden ser evaluados, sirve también como bases para objeto del diseño en taludes, dentro de una misma formación geológica. En todos los casos es necesario que el Ingeniero logre entender los fenómenos que pueden ocurrir dentro de los taludes objeto del diseño. De esta experiencia se pueden obtener gráficas de diseño que se muestran en el presente capítulo.

En el diseño de cortes se debe tener en cuenta la geología del talud y en especial las estructuras o discontinuidades y el perfil de meteorización. En las figuras 12.30 a 12.33 se muestran algunos taludes típicos recomendados por departamentos de transporte en los Estados Unidos.

Criterios generales para el diseño de bermas y pendientes

Para el diseño de bermas y pendientes se deben tener en cuenta los siguientes criterios:

1. Formación Geológica

A mayor competencia de la roca se permiten mayores pendientes y mayores alturas. Las areniscas, calizas y rocas ígneas duras y sanas permiten taludes casi verticales y grandes alturas. Los esquistos y lutitas no permiten taludes verticales.

2. Meteorización

Al aumentar la meteorización se requieren taludes más tendidos, menores alturas entre bermas y mayor ancho de las gradas. Los materiales muy meteorizados requieren de taludes inferiores a 1H:1V, en la mayoría de las formaciones geológicas no permiten alturas entre bermas superiores a 7 metros y requieren anchos de berma de mínimo 4 metros.

Para cortes en materiales meteorizados la pendiente en la parte más profunda del corte permite ángulos superiores a la cabeza del talud. Se recomienda para cortes de gran altura establecer ángulos diferentes de pendiente para el pie y la cabeza del corte adaptándolos a la intensidad del proceso de meteorización.

3. Microestructura y estructura geológica

A menos que las discontinuidades se encuentren bien cementadas las pendientes de los taludes no deben tener ángulos superiores al buzamiento de las diaclasas o planos de estratificación. Entre menos espaciadas sean las discontinuidades se requieren pendientes menores de talud. Para materiales muy fracturados se requieren taludes, alturas y bermas similares a los que se recomiendan para materiales meteorizados.

4. Minerales de arcilla

Los suelos que contengan cantidades importantes de arcillas activas, tipo Montmorillonita, requieren de pendientes de talud inferiores a 2H:1V. Los suelos con Kaolinita permiten generalmente, taludes hasta 1H:1V. Las alturas entre bermas en suelos arcillosos no deben ser superiores a 5 metros y las gradas deben tener un ancho mínimo de 4 metros.

5. Niveles freáticos y comportamiento hidrológico

Los suelos saturados no permiten taludes superiores a 2H:1V a menos que tengan una cohesión alta.

6. Sismicidad

En zonas de amenaza sísmica alta no se deben construir taludes semiverticales o de pendientes superiores a 1/2H:1V, a menos que se trate de rocas muy sanas.

7. Factores antrópicos

En zonas urbanas no se recomienda construir taludes con pendientes superiores a 1H:1V y las alturas entre bermas no deben ser superiores a 5 metros.

8. Elementos en riesgo

Los taludes con riesgo de vidas humanas deben tener factores de seguridad muy altos.

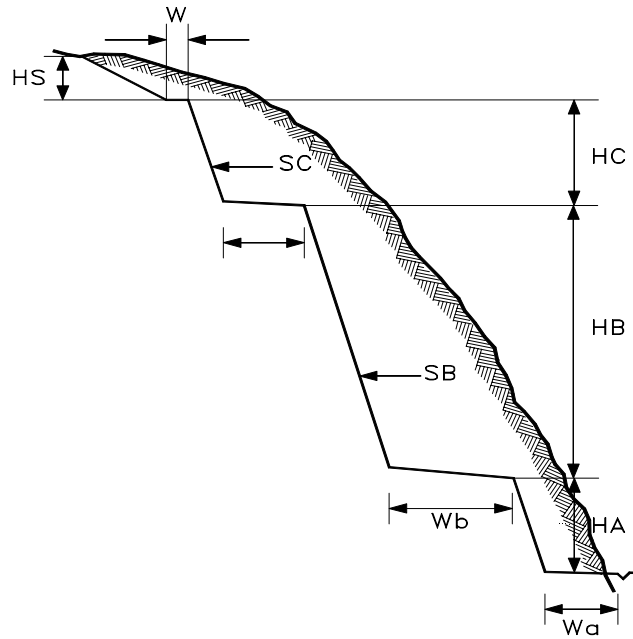


Figura 12.33 Criterios para el diseño de taludes en roca (West Virginia U.S.A.)

Tabla 12.10 Criterios para el diseño de taludes en roca (West Virginia U.S.A.)

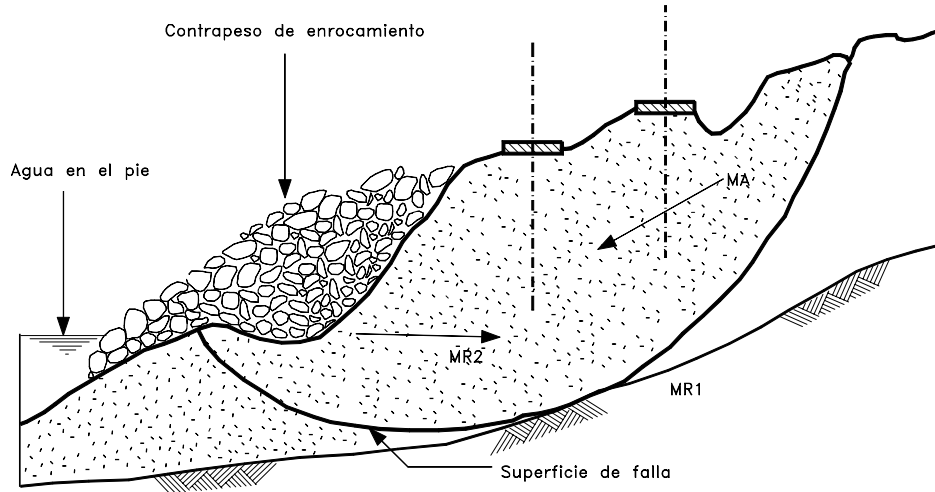
	Alturas		Anchos		Taludes	
Tipo de roca	Ha	Hb - Ha	Wa	Wa - Wb	Sa	Sb - Sc
Cortes en lutitas intercaladas con areniscas	2 a 6	6 a 10	0 a 10	6 a 12	1/2 : 1	1/4 : 1 a: 1
Areniscas	3 a 10	10 a 14	0 a 6	6 a 10	1/4 : 1	1/4 : 1
Areniscas sobre lutitas (cortes altos)	3 a 10	10 a 14	0 a 8	6 a 12	1/4 : 1	1/4 : 1 a: 1
Areniscas y Lutita, cortes moderados	3 a 14	6 a 14	0 a 6	6 a 10	1 : 1	1/4 : 1
Cortes en Lutita	3 a 8	6 a 10	0 a 10	6 a 10		1/2 : 1 a 2: 1

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 factor de seguridad.

Se debe hacer un análisis del peso requerido para lograr un factor de seguridad 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.



Al colocar un contrapeso se produce un momento resistente en dirección contraria a la del movimiento

Figura 12.34 Contrapeso para estabilización de un deslizamiento activo

Los contrapesos pueden ser estructuras con un muro de contención o rellenos de tierra armada, llantas de caucho (Tiresoil), etc.

Bermas bajas en el pie de terraplenes sobre suelos blandos

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

Las bermas o contrabermas son usadas para colocar una carga al pie de un terraplén sobre suelo blando y en esta forma aumentar la resistencia abajo del pie. La 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.

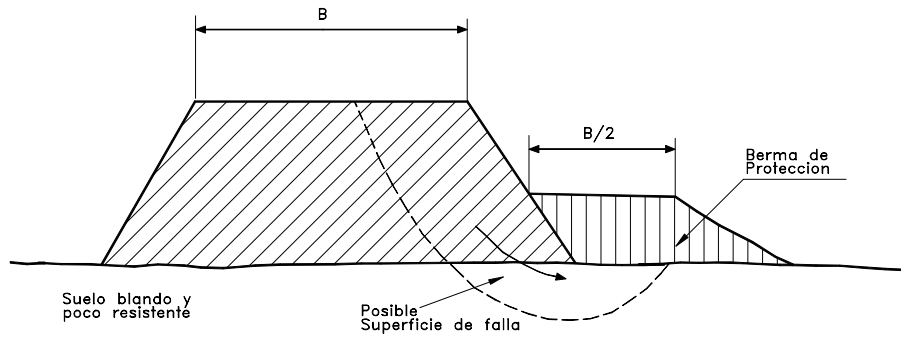


Figura 12.35 Detalle de Bermas bajas en el pie de deslizamientos

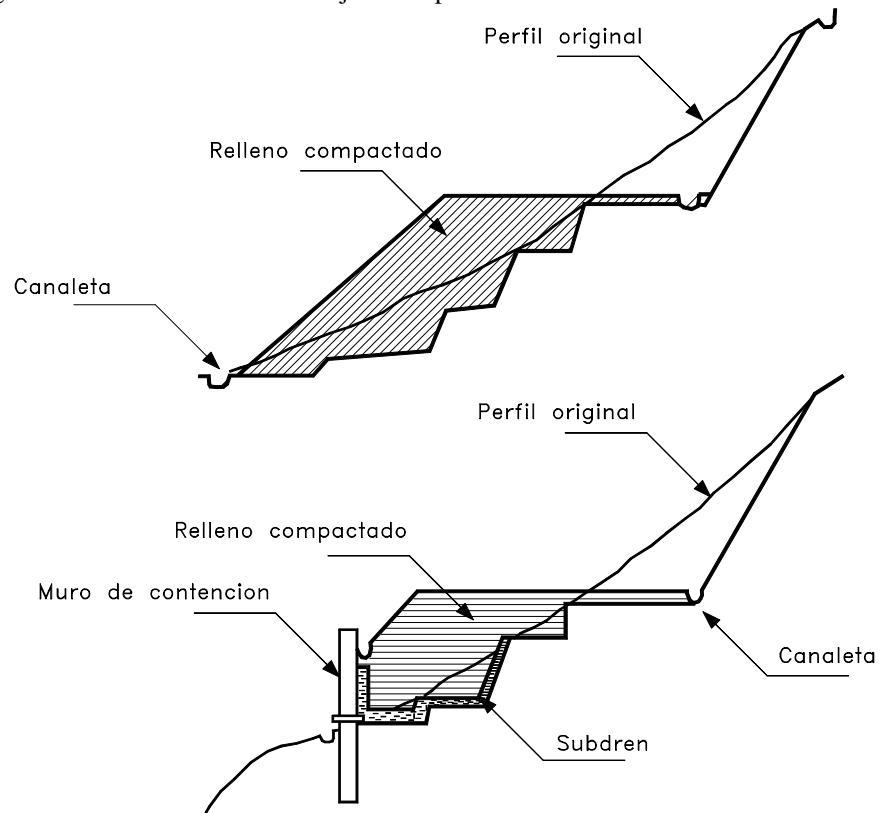


Figura 12.36 Alternativa de relleno y muro de contención.

12.10 DISEÑO DE TERRAPLENES

Los terraplenes son estructuras muy susceptibles a problemas de deslizamientos y erosión debido a su bajo grado de cementación y a que generalmente su colocación

genera una disminución del factor de seguridad del talud pre-existente, por aumento de los esfuerzos actuantes. Adicionalmente, se modifican las condiciones de humedad, la posición del nivel freático y se induce una superficie de debilidad en el contacto entre el terraplén y el suelo natural subyacente.

Para el diseño de terraplenes se deben tener en cuenta varios criterios:

1. La pendiente y altura deben producir un talud topográficamente estable. Si esto no es posible se deben construir estructuras de contención para el terraplén (Figura 12.33)
2. La compactación debe garantizar una resistencia interna suficiente
3. No deben bloquearse nacimientos de agua o zonas de humedad sin construir previamente un sistema de subdrenaje eficiente.
4. El contacto entre el suelo subyacente y el terraplén debe ser discontinuo para impedir la formación de una superficie de debilidad (Figura 12.34). Si persiste la posibilidad de movimiento se deben diseñar y construir llaves de cortante debajo del terraplén (Figura 12.35).
5. El peso del terraplén no debe superar la capacidad de soporte del suelo sobre el cual se coloca, ni producir deslizamiento del suelo subyacente. Para disminuir el peso del terraplén se puede requerir la utilización de materiales livianos para el relleno.

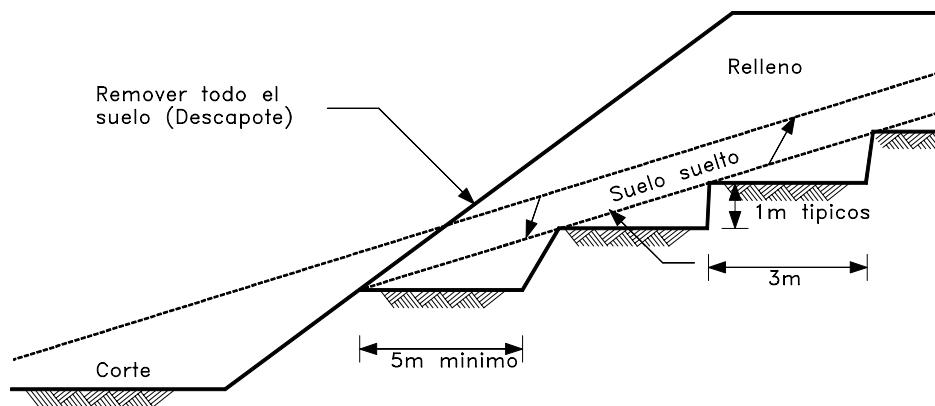


Figura 12.37 Preparación del terreno del talud previamente a la colocación de terraplenes.

Llaves de cortante en terraplenes

Las llaves de cortante son utilizadas para proveer una resistencia adicional al deslizamiento horizontal de la base de terraplenes o bermas. El principal propósito de la llave de cortante es forzar al círculo crítico a profundizarse a una formación profunda más resistente. Este método es muy efectivo cuando a poca profundidad debajo del terraplén aparecen mantos de suelos duros.

Para la construcción de la llave se realiza una excavación en zanja por debajo del nivel del terraplén y esta se rellena con roca o materiales muy competentes compactados. En su construcción debe tenerse cuidado de no producir un deslizamiento con la excavación.

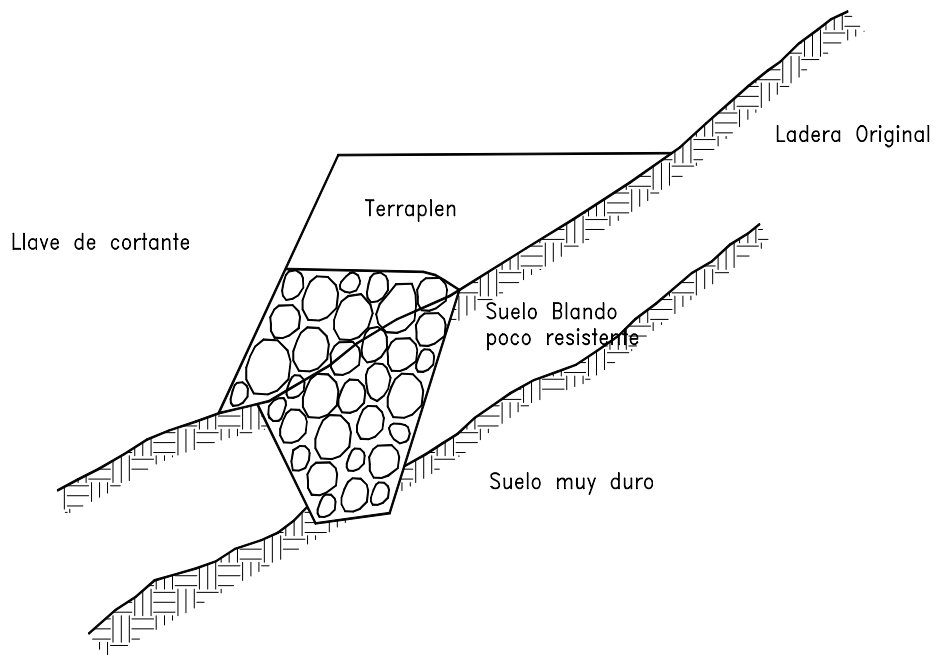


Figura 12.38 Llaves de cortante para terraplenes.

Reducción de peso de terraplenes

El uso de materiales livianos en terraplenes es una medida que puede ser muy efectiva para reducir las fuerzas gravitacionales que causan la inestabilidad. El tipo de material liviano a utilizar depende de su disponibilidad y costo

La lista de materiales livianos es muy larga e incluye:

- Arcillas o lutitas expandidas
- Aserrín de madera
- Tamo de arroz
- Residuos de extracción de aceite de palma
- Carbón
- Cenizas de residuos de Carbón
- Concreto Celular
- Poliestireno expandido
- Llantas usadas (Enteras o picadas)
- Conchas de ostras y almejas
- Turba seca
- Ladrillo partido
- Escoria
- Piedra pómez
- Materiales geológicos livianos.

Las ventajas o desventajas de algunos de estos materiales es descrita por Holtz (1989).

REFERENCIAS

- Bodocsi, A., Bowers, M.T. (1991). "Permeability of acrylate, urethane and silicate grouted sands with chemicals". Proc. American Society Civil Engineers, journal Geotechnical Engineering Division, 117 (8), 1227-44.
- Boyton, R.S., Blacklock J.R. (1985). "Lime slurry pressure injection Bulletin". Bulletin 331. National Lime Association, Arlington, Va., 43 pp.
- Broms, B.B. (1991). "Stabilization of Soil with Lime Columns" Foundation Engineering Handbook, H.Y. Fang, Ed. New York: Van Nostrand Reinhold, Chapter 24, pp. 833-855.
- C.D.M.B. (1995). "Normas técnicas para control de erosión". Corporación Autónoma Regional para la Defensa de la Meseta de Bucaramanga. 57 p.
- Chummar A.V. (1992) "Stability of hill slopes prone to slides" Proceedings of the sixth international symposium on Landslides, Christchurch, pp. 683-686.
- Geotechnical Control Office. (1984) "Geotechnical Manual for Slopes", 2nd ed. Hong Kong: Engineering Development Department.
- Geotechnical Control Office. (1985) "Description of the Geotechnical control office engineering development department". Hong Kong. 8 pp.
- Holtz R.D. (1989) "Synthesis of Highway practice 147: Treatment of problem foundations for Highway Embankments" Transportation Research Board Washington D.C. pp. 14-16.
- Holtz R.D., Schuster R.L. (1996) "Stabilization of soil slopes". Landslides investigation and mitigation. Special report 247. Transportation research Board. National research council. pp. 439-473.
- Kockelman, W.J. (1986) "Some techniques for reducing landslide hazards". Bulletin of the Association of Engineering Geologists, Vol. 23, No. 1, pp. 29-52.
- Pfeiffer, T.J., T.D. Bowen. (1989). "Computer simulation of rockfalls". Bulletin of the Association of engineering Geology, Vol. 26 No. 1, pp. 135-146.
- Piteau, D.R. (1980). "Slope stability analysis for rock fall problems: The computer rock fall model for simulating rock fall distributions". In rock slope engineering, Part D, Reference Manual FHWA-TS-79-208, FHWA, U.S. Department of Transportation, pp. 62-68
- Ritchie, A.M. (1963). "Evaluation of rock falls and its control". In Highway Research record 17, HRB, National research council, Washington, D.C., pp. 13-28.
- Rogers, C.D.F. (1991). " Slope stabilization using lime. In Proc., International conference on slope stability engineering: developments and applications", Institution of Civil engineers, Isle of Wight, Thomas Telford, Ltd., pp. 335-492.
- Schuster R.L., Kockelman W.J. (1996) "Principles of landslide hazard reduction". Landslides investigation and mitigation, Special report 247, Transportation Research Board. Pp. 91-105.
- U.S Geological Survey (1982). "Goal and tasks of the landslide part of a ground -failure hazards reduction program". U.S. Geological Survey circular 880, 49 p.
- Wyllie D.C., Norrish N.E. (1996). "Stabilization of rock slopes". Landslides investigation and mitigation, Special report 247, Transportation Research Board. pp. 474-504.
- Wu, S.S. (1984). "Rockfall evaluation by computer simulation". Transportation research record 1031, TRB, National research council, Washington, D.C., pp. 1-5

13 Control de aguas superficiales y subterráneas

13.1 INTRODUCCION

Los métodos de estabilización de deslizamientos que contemplen el control del agua, tanto superficial como subterránea son muy efectivos y son generalmente, más económicos que la construcción de grandes obras de contención, en cuanto tienden a desactivar la presión de poros, considerada como el principal elemento desestabilizante de los taludes. El drenaje reduce el peso de la masa y al mismo tiempo aumenta la resistencia del talud al disminuir la presión de poros.

Existen varias formas de drenaje, superficial y profundo. El objetivo principal de estos métodos es el de disminuir la presión de poros y en esa forma aumentar la resistencia al corte y eliminar las fuerzas hidrostáticas desestabilizantes. El factor de seguridad de cualquier superficie de falla que pasa por debajo del nivel de agua puede ser mejorado por medio de subdrenaje.

Sistemas de control de aguas

Los sistemas más comunes para el control del agua son:

1. Zanjas de coronación o canales colectores (Drenaje Superficial).
2. Cortinas subterráneas.
3. Drenes interceptores.
4. Subdrenes horizontales o de penetración.
5. Galerías y túneles de drenaje.
6. Drenes verticales.
7. Trincheras estabilizadoras.
8. Pantallas de drenaje.
9. Pozos de drenaje.

La efectividad de los sistemas varía de acuerdo a las condiciones hidrogeológicas y climáticas.

En cualquier sistema de subdrenaje el monitoreo posterior a su construcción es muy importante, deben instalarse piezómetros antes de la construcción de las obras de control que permitan observar el efecto del subdrenaje y a largo plazo dar información sobre la eficiencia del sistema, el cual puede ser deteriorado por taponamiento o desgaste.

El volumen de agua recolectada no es necesariamente un indicativo de su efecto, debido a que en suelos poco permeables, se puede obtener una reducción muy importante en las

presiones de poro y por lo tanto un aumento en el factor de seguridad, con muy poco flujo de agua hacia el sistema de subdrenaje.

En masas de roca el flujo de agua generalmente, está determinado por las juntas y por lo tanto cualquier sistema de drenaje debe estar destinado a interceptarlas.

13.2 DRENAJE SUPERFICIAL

El objetivo principal del drenaje superficial es mejorar la estabilidad del talud reduciendo la infiltración y evitando la erosión.

El sistema de recolección de aguas superficiales debe captar la escorrentía tanto del talud como de la cuenca de drenaje arriba del talud y llevar el agua a un sitio seguro lejos del deslizamiento. El agua de escorrentía debe en lo posible, desviarse antes de que penetre el área del deslizamiento. Esto puede lograrse con la construcción de zanjas interceptoras en la parte alta del talud, llamadas zanjas de coronación. No se recomienda en problemas de taludes la utilización de conducciones en tubería por la alta susceptibilidad a agrietarse o a taponarse, generando problemas de infiltración masiva concentrada.

Por otro lado el agua que cae por lluvias directamente sobre la superficie del talud, debe ser evacuada lo más rápidamente posible, evitando al mismo tiempo que su paso cause daños considerables al talud, por erosión, almacenamientos e infiltraciones; perjuicios que pueden ser evitados, tratando el talud con una serie de medidas que favorezcan el drenaje. Entre las más utilizadas son: sellado de grietas con arcilla y empedradización, imprimación del talud con asfalto, recubrimiento con plásticos, recubrimiento parcial o total con enrocado, conformación y nivelación para evitar o eliminar depresiones y alcantarillas superficiales.

En ocasiones es importante la construcción de medidas temporales de drenaje superficial después de ocurrido un deslizamiento para evitar su ampliación o aceleración. Estas obras pueden consistir en diques o canales de bolsas de polipropileno o fibras vegetales rellenas de suelo.

Caudal de escorrentía

La escorrentía recogida depende de varios factores, los cuales incluyen: Intensidad de la lluvia, área de drenaje, pendiente y longitud de los taludes a drenarse, naturaleza y extensión de la vegetación o cultivos, condiciones de la superficie y naturaleza de los suelos subsuperficiales.

Generalmente se recomienda para diseño de obras de drenaje taludes, la utilización del método racional para calcular las cantidades de agua recogida, debido a que los caudales calculados por la fórmula racional tienen intrínsecamente un factor de seguridad mayor que otros métodos.

$$Q = \frac{KiA}{3.600}$$

Donde:

Q = Caudal recolectado (litros/seg.).

i = Intensidad de Lluvia de diseño (mm/hora, la cual depende del tiempo de concentración).

A = Área a drenar (m^2).

K = Coeficiente de escorrentía.

Para taludes, la Geotechnical Engineering Office (1984) recomienda utilizar un $K = 1.0$, el cual representa una sobreestimación de la escorrentía pero es muy efectiva para tener en cuenta los procesos de sedimentación de los sistemas, especialmente por la presencia de bloques o cantos.

El área de drenaje debe determinarse por medio de un plano con líneas de nivel, definiendo los bordes topográficos de las áreas que aportan agua al sistema de drenaje.

El tiempo de concentración se define como el tiempo máximo tomado por el agua desde el extremo superior del área de drenaje hasta el punto de colección. El tiempo de concentración puede calcularse utilizando la ecuación modificada de Bransby - Williams:

$$t = 0.14464 \left[\frac{L}{H^{0.2} A^{0.1}} \right]$$

Donde:

t = Tiempo de concentración (min.)

A = Área de drenaje (m^2).

H = Caída promedio (metros por cien metros) desde la parte más alta del área a drenar hasta el punto de diseño.

L = Distancia en metros medida sobre la línea natural de flujo entre el punto de diseño y el punto de drenaje que toma el tiempo más largo en llegar a la sección de diseño.

Especial atención debe darse a las corrientes que han sido canalizadas o modificadas y por lo tanto se ha disminuido el tiempo de concentración.

Como la intensidad media de la lluvia disminuye con la duración, la mayor colección de flujo ocurre cuando la duración de la tormenta es igual al tiempo de concentración.

Para el diseño de obras en taludes, se recomienda diseñar con base en un periodo de retorno de 200 años, de acuerdo a las recomendaciones del Geotechnical Engineering office, de Hong Kong.

Es muy importante para el correcto diseño de las obras de drenaje superficial, que se realice un estudio muy completo de la información hidrológica existente para determinar lo más exactamente posible el aguacero máximo esperado. La mayoría de los diseños de obras de drenaje superficial en taludes, que se realizan con procedimientos totalmente empíricos dan como resultado obras insuficientes con secciones que no son capaces de manejar los caudales de agua que se concentran en las coronas de los taludes.

Canales o zanjas de corona

Zanjas de corona

Las zanjas en la corona o parte alta de un talud son utilizadas para interceptar y conducir adecuadamente las aguas lluvias, evitando su paso por el talud.

La zanja de coronación no debe construirse muy cerca al borde superior del talud, para evitar que se conviertan en el comienzo y guía de un deslizamiento en cortes recientes o de una nueva superficie de falla (movimiento regresivo) en deslizamientos ya producidos; o se produzca la falla de la corona del talud o escarpe (Figura 13.1).

Se recomienda que las zanjas de coronación sean totalmente impermeabilizadas, así como debe proveerse una suficiente pendiente para garantizar un rápido drenaje del

agua captada. Sin embargo se anota que a pesar de lograrse originalmente una impermeabilización, con el tiempo se producen movimientos en el terreno que causan grietas en el impermeabilizante y por lo tanto infiltraciones que conllevan a una disminución de la resistencia del suelo y por ende a su falla. La recomendación de impermeabilizar se debe adicionar con un correcto mantenimiento. Se sugiere que al menos cada dos años se deben reparar las zanjas de coronación para impermeabilizar las fisuras y grietas que se presenten.

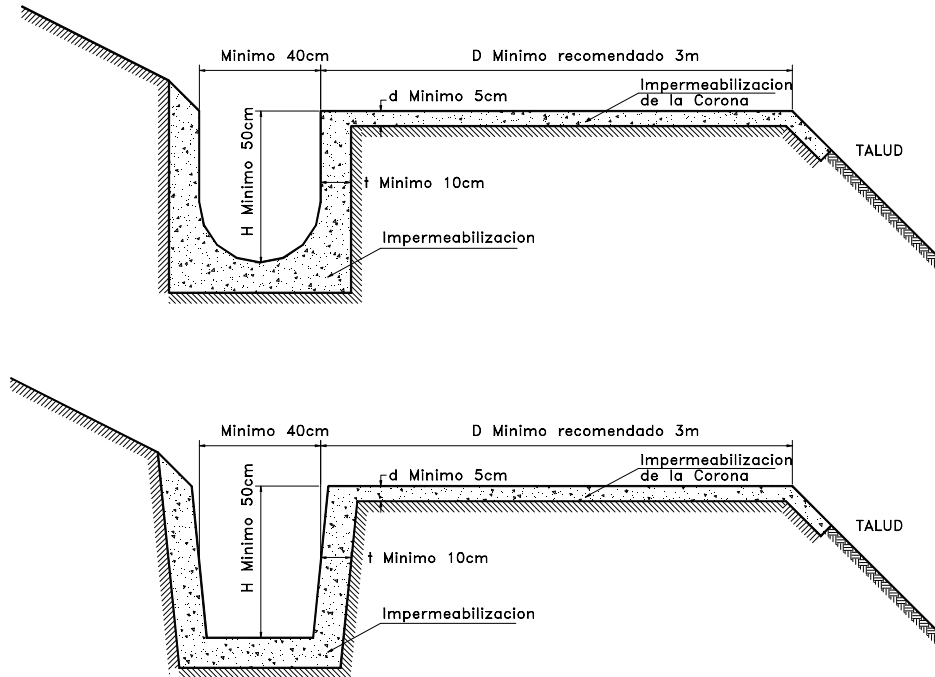


Figura 13.1 Detalle de zanjas de coronación para el control de aguas superficiales en un talud.

Las dimensiones y ubicación de la zanja pueden variar de acuerdo a la topografía de la zona y al cálculo previo de caudales colectados. Generalmente, se recomienda una zanja rectangular de mínimo 40 centímetros, de ancho y 50 centímetros de profundidad. Se procura que queden localizadas a lo largo de una curva de nivel para un correcto drenaje y que estén suficientemente atrás de las grietas de tensión en la corona. La separación mínima recomendada es de tres metros del borde de la corona.

Canales colectores en espina de pescado

Para disminuir la infiltración de agua en las áreas arriba del talud se acostumbra construir canales colectores en espina de pescado, las cuales conducen las aguas colectadas, por la vía más directa hacia afuera de las áreas vulnerables del talud, entregándolas generalmente a canales en gradería (Figura 13.2). Estos canales deben impermeabilizarse adecuadamente para evitar la reinfiltración de las aguas.

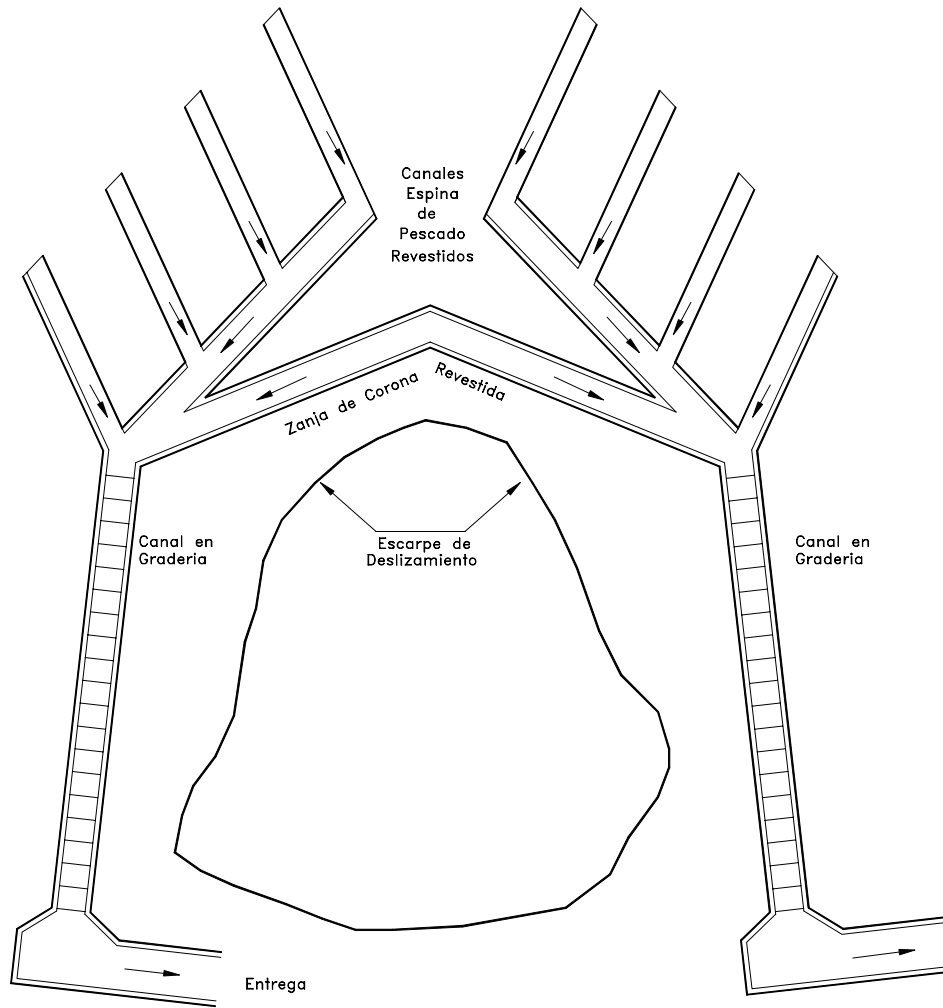


Figura 13.2 Esquema en planta de canales colectores espina de pescado

Canales interceptores a mitad de talud

En suelos susceptibles a la erosión se recomienda construir canales de drenaje transversales a mitad de talud. Se recomienda construir canales interceptores en todas y cada una de las bermas intermedias del talud (Figura 13.3). Estos canales deben revestirse apropiadamente conduciendo las aguas a graderías de disipación de energía. Los canales a mitad de talud deben tener una pendiente tal que impida la sedimentación de materiales. Es muy común que estos canales se construyan con pendientes muy bajas y al taponarse produzcan cárcavas de erosión localizadas.

Las bermas deben ser lo suficientemente anchas para que exista un sobrancho de protección para los canales, en el caso de producirse derrumbes de las coronas de los taludes resultantes.

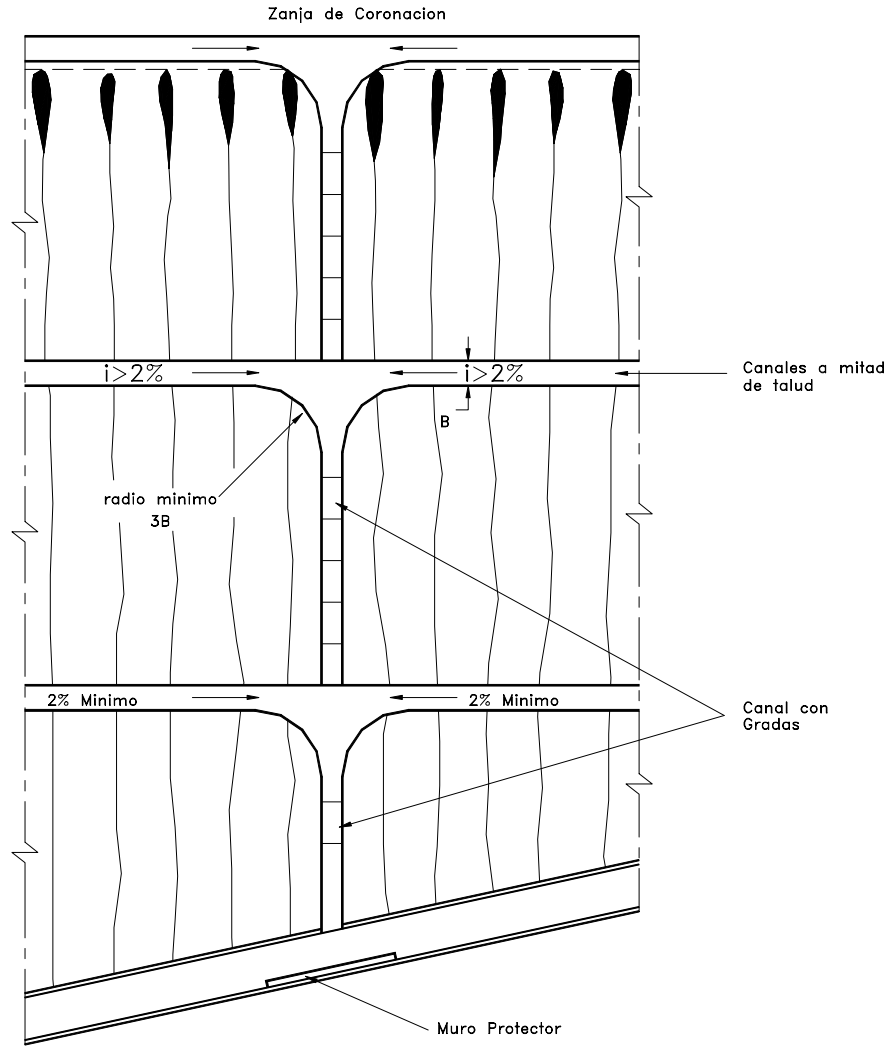


Figura 13.3 Esquema de entrega de canales interceptores a mitad de talud.

Diseño de Zanjas de corona o Canales de drenaje

El gradiente mínimo de los canales es determinado por la velocidad de flujo necesaria para evitar la sedimentación. La velocidad no debe ser menor de 1.3 m/segundo para el flujo pico, con una frecuencia de uno en dos años.

El dimensionamiento del canal puede hacerse por medio de tablas, como las indicadas en la figura 13.4, o utilizando la fórmula de Manning, asumiendo una velocidad máxima permisible de 4 m/seg. y una rugosidad de 0.013. La pendiente mínima permitida es del 2% para impedir la sedimentación.

Para calcular la velocidad de flujo se puede utilizar la siguiente expresión:

$$V = \frac{1}{\eta} [R^{0.67} S^{0.5}]$$

Donde

V = Velocidad en m/seg.

η = Factor de rugosidad

R = Profundidad hidráulica media = $\frac{A}{p}$ en metros

S = Pendiente promedio del canal

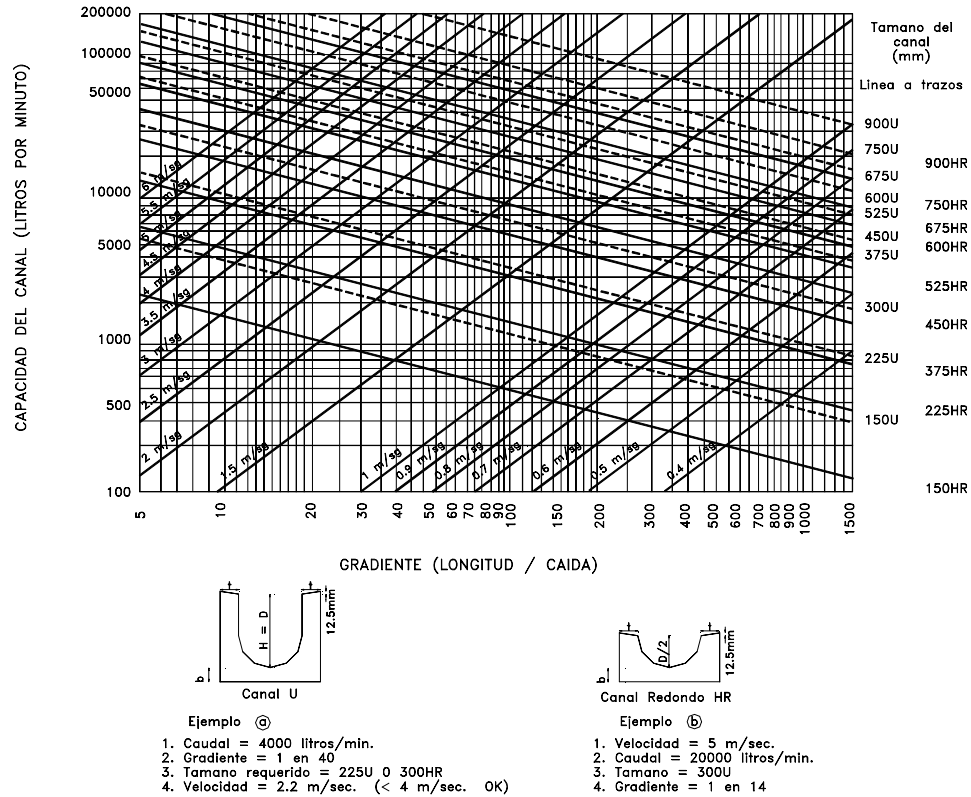


Figura 13.4 Abaco para el diseño rápido de canales de drenaje en taludes (Geotechnical engineering office, Hong Kong).

Cualquier cambio de dirección cambia el sistema de flujo, por lo tanto las curvas en los cambios de dirección para una velocidad de aproximadamente 2 m/seg., deben tener un radio no menor de tres veces el ancho del canal. Este radio debe incrementarse cuando la velocidad es mayor de 2 m/seg.

Las uniones de canales representan el problema más delicado en un sistema de drenaje. Ellos inevitablemente causan turbulencia adicionado por la vulnerabilidad a ser bloqueado por cantos de material. Se recomienda en las uniones ampliar la sección de los canales para darles una mayor capacidad y contener la turbulencia.

Canales colectores y disipadores

Los canales deben conducirse a entregas en gradería u otro disipador de energía que conduzca el agua recolectada hasta un sitio seguro. Se presentan dos tipos diferentes de canales: El canal rápido y el canal en gradería. El canal rápido se construye a una pendiente igual a la del talud y en ocasiones se le colocan elementos sobresalientes en su fondo para disipar energía. Este sistema es muy utilizado por ser más económico, pero presenta el problema de la poca energía disipada .

El sistema de graderías es mas eficiente para disipar energía. El flujo en este tipo de canal es turbulento y debe construirse un muro lateral de borde libre suficiente para permitir la salpicadura del flujo. En la ausencia de datos experimentales, los canales en gradería pueden diseñarse utilizando la figura 13.4, asumiendo una velocidad de 5.0 m/seg., a través de la sección mínima en la cabeza de cada grada. En las figuras 13.5 a 13.7 se muestran algunos detalles constructivos para los canales rápidos y las graderías .

Fotografía 13.1 Canal colector en un talud.

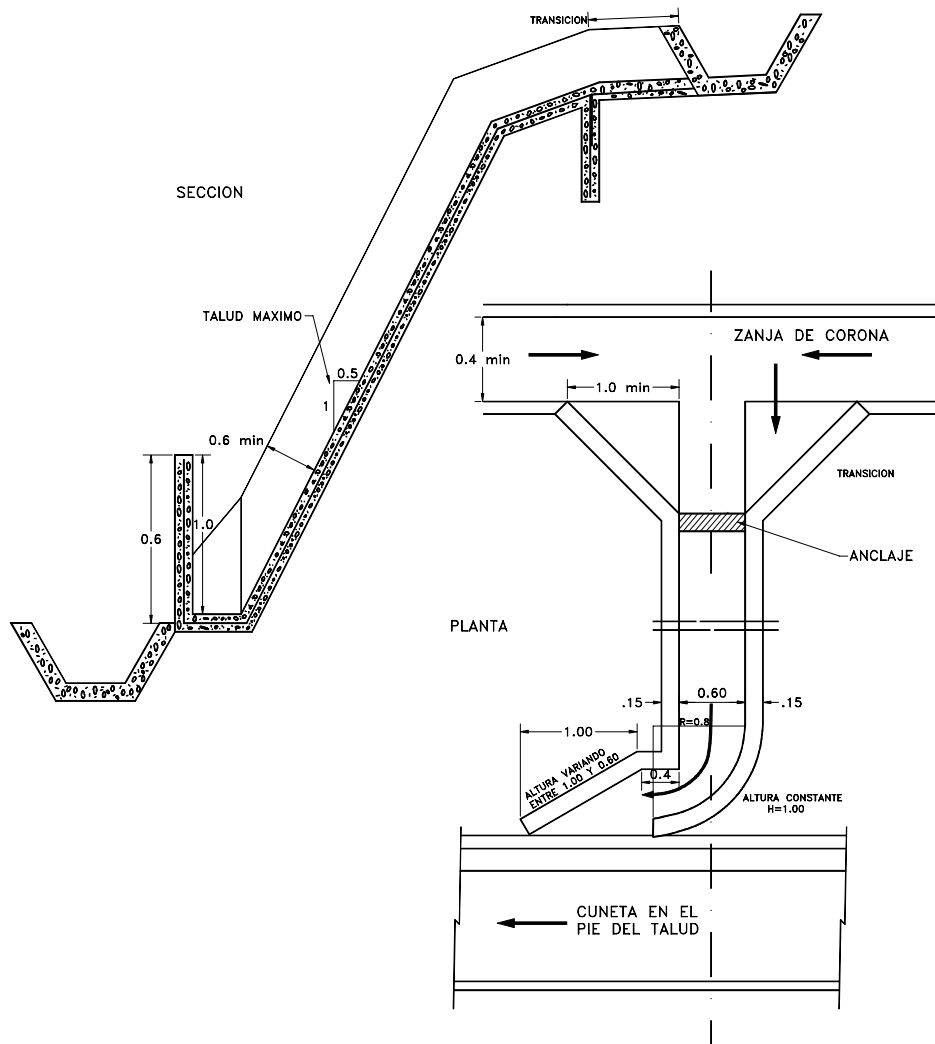


Figura 13.5 Detalle de un canal rápido de entrega.

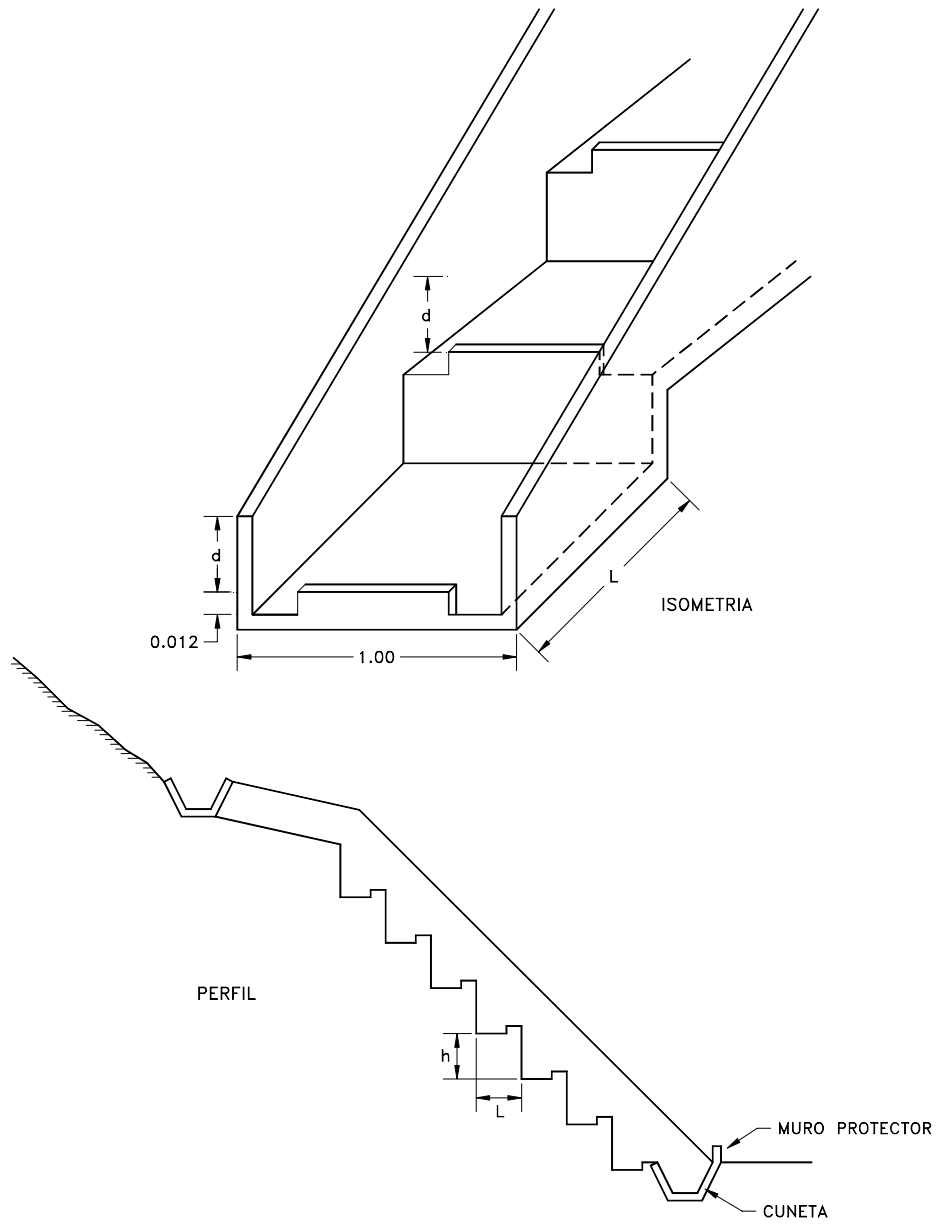
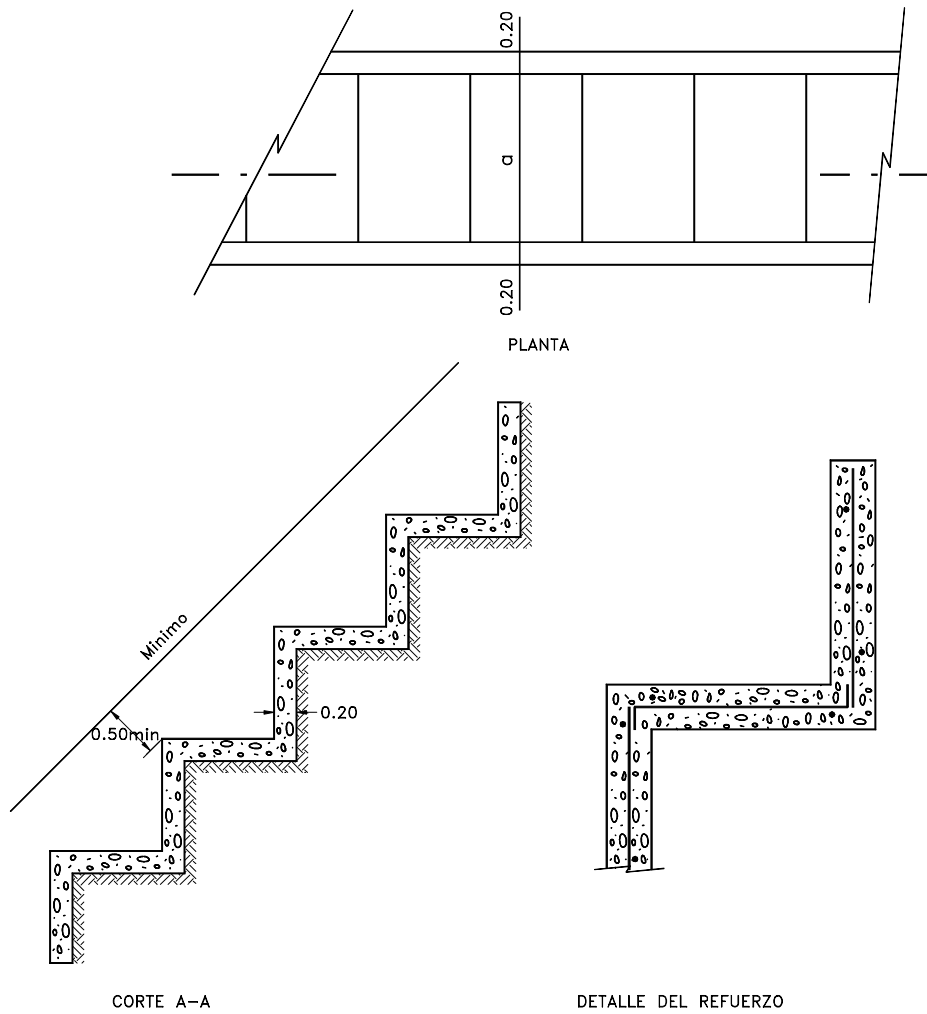


Figura 13.6 Canal de entrega con gradas de disipación.



DIMENSIONES Y CANTIDADES DE OBRA

Talud	h	m	Volumen de concreto por ml. en proyección horizontal m ³ /ml.
½ : 1	2.00	1.00	0.6 a + 1.09
¾ : 1	1.50	1.125	0.47 a + 0.83
1 : 1	1.00	1.00	0.40 a + 0.64
1 ½ : 1	1.00	1.50	0.33 a + 0.57

Figura 13.7 Detalle de la estructura de las gradas de un canal de entrega.

13.3 DRENAJE SUBTERRANEO

El drenaje subterráneo tiene por objeto disminuir las presiones de poro o impedir que estas aumenten.

La cantidad de agua recolectada por un sistema de subdrenaje depende de la permeabilidad de los suelos o rocas y de los gradientes hidráulicos. Cuando se instala un dren generalmente, el nivel piezométrico se disminuye al igual que el gradiente hidráulico, lo cual disminuye el caudal inicial recolectado por los drenes.

Cortinas subterráneas impermeables

Puede impedirse que el agua subterránea alcance la zona de inestabilidad potencial mediante la construcción de pantallas impermeables profundas. Las pantallas subterráneas pueden consistir en zanjas profundas rellenas de asfalto o concreto, tablestacados, cortinas de inyecciones, o líneas de bombeo de agua consistentes en hileras de pozos verticales. El diseño de estas cortinas debe tener en cuenta los efectos que sobre las áreas adyacentes tiene el cambio del régimen de aguas subterráneas.

Este sistema produce un aumento del nivel freático y represamiento del agua subterránea arriba del deslizamiento y su utilización debe complementarse con la construcción de subdrenes para controlar los efectos negativos.

Subdrenes Interceptores

Los subdrenes interceptores son zanjas excavadas a mano o con retroexcavadora, rellenas de material filtrante y elementos de captación y transporte del agua. La profundidad máxima de estas zanjas es de aproximadamente seis metros. Los hay de diversas formas así:

1. Con material de filtro y tubo colector (Figura 13.8).
2. Con material grueso permeable sin tubo (filtro francés)
3. Con geotextil como filtro, material grueso y tubo colector.
4. Con geotextil, material grueso y sin tubo.
5. Tubo colector con capa gruesa de geotextil a su alrededor.
6. Dren sintético con geomalla, geotextil y tubo colector

El tipo de dren interceptor a emplear dependerá de:

1. Disponibilidad de materiales en la región y costos.
2. Necesidad de captación y caudal del dren.

Material de filtro

Es conveniente tener en cuenta que los drenes tratan de taponarse por transporte y depositación de las partículas más finas del suelo. Para evitar este fenómeno se debe colocar un filtro que debe cumplir los siguientes objetivos:

- a. Impedir el paso de las partículas finas del suelo a proteger.
- b. Permitir la filtración rápida del agua.

Existen dos tipos generales de filtro:

1. Material granular natural filtrante.
2. Filtro de mantos sintéticos o geotextiles.

Se requiere escoger muy cuidadosamente el material de filtro y / o el tipo y calidad del geotextil a emplear.
 Para material de filtro se deben cumplir ciertos requisitos de granulometría los cuales son universalmente conocidos.

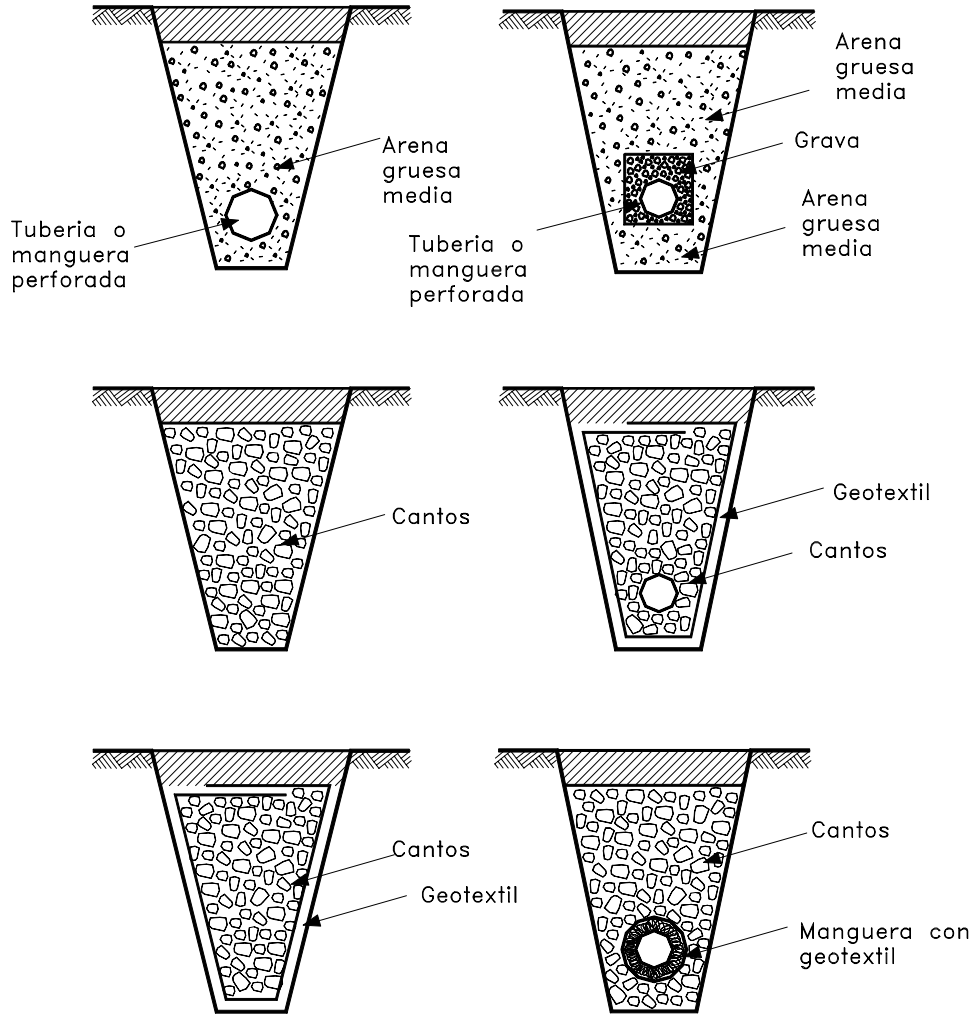


Figura 13.8. Sistemas de dren de zanja

1. Criterio de Filtración o protección contra la erosión interna

El propósito de un filtro es proteger el suelo contra la erosión interna al mismo tiempo permitir el paso del agua. En la literatura técnica se han presentado decenas de relaciones entre los diversos parámetros granulométricos del suelo y del filtro que se deben cumplir para garantizar su funcionamiento óptimo. Para objeto del presente texto solo se presentan los más utilizados.

En suelos granulares y limosos se establecen las siguientes relaciones, en las cuales el subíndice F representa el filtro, y la S representa el suelo natural o suelo alrededor del filtro:

D15 es el diámetro de partícula para el 15% de pasantes en la curva granulométrica.
D85 es el diámetro de partícula para el 85% de pasantes en la curva granulométrica.
La primera relación de granulometría de un material de filtro fue la propuesta por Bertram (1940).

$$D_{15F}/D_{85S} \leq 6 \text{ a } 11$$

Basado en los ensayos realizados por Bertram Terzaghi y Peck(1960) modificó esta relación bajando el límite a 4:

$$D_{15F}/D_{85S} \leq 4$$

Sherard (1984) definió en ensayos de laboratorio que ocurre falla por erosión cuando la relación anterior alcanza un valor de 9 .

Algunas normas de instituciones recomiendan utilizar un límite de 5, para suelos bien gradados y de 6 para suelos uniformes.

De acuerdo con el Geotechnical Engineering Office de Hong Kong se deben cumplir adicionalmente las siguientes condiciones:

$$D_{15F}/D_{15S} < 40$$

$$D_{50F}/D_{50S} < 25$$

Es también recomendable que el material de filtro no posea más de un 5% de material que pase la malla 200, para evitar la migración de finos del filtro hacia las tuberías de drenaje. Adicionalmente, se deben evitar los filtros cuya gradación tenga vacíos de algunos tamaños de granos, o sea, los materiales con curvas granulométricas que presenten gradas.

Cuando el suelo que se desea drenar presenta algunos tamaños de partículas escasos o inexistentes, lo cual se manifiesta en un quiebre pronunciado de su curva granulométrica, algunos recomiendan que el material de filtro debe ser diseñado sobre la base de las partículas del suelo más finas (menores que el punto de quiebre). Similar recomendación se hace cuando se trata de suelos estratificados por tamaños variables. Algunos autores han propuesto relaciones con el coeficiente de uniformidad del filtro y con el D50 del suelo y del filtro o el D95 y el D75 del suelo e incluso se han presentado propuestas con ecuaciones logarítmicas relativamente complicadas (Schuller y Brauns - 1992).

2. Criterio de permeabilidad o facilidad de flujo

El criterio más utilizado para garantizar un drenaje fácil del agua a través del filtro es el propuesto por Terzaghi y Peck (1948):

$$D_{15F}/D_{15S} \geq 4$$

El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos recomienda un límite de 5 para la desigualdad anterior, lo cual equivale a que la permeabilidad del filtro sea 10 a 100 veces mayor que la del promedio del suelo a su alrededor. Adicionalmente, el Geotechnical Engineering Office de Hong Kong recomienda que se cumplan las siguientes relaciones para evitar la segregación:

$4 < D_{60F}/D_{10F} < 20$ (coeficiente de uniformidad)
y el tamaño máximo de partícula no debe ser mayor de 75 milímetros.

En ocasiones es difícil encontrar un material natural que cumpla las condiciones de material de filtro para un determinado suelo y se requiere fabricarlo mediante tamizado y/o mezcla de materiales.

La Secretaría de Obras Públicas de México recomienda un filtro general básico para todo tipo de suelos para subdrenes de carreteras de acuerdo a la tabla. Este tipo de filtro aunque cumple especificaciones para una gran gama de suelos, en algunos casos podría presentar problemas de erosión interna o taponamiento.

Tabla 13.1 Granulometría de materiales para filtro de acuerdo a la experiencia en Mexico (Secretaría de obras públicas de México)

Malla Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa en peso
1 1/2"	100
1"	80 a 100
3/4"	85 a 100
3/8"	40 a 80
No. 4	20 a 55
No. 10	0 a 35
No. 20	0 a 20
No. 40	0 a 12
No. 100	0 a 7
No. 200	0 a 5

3. Tamaño de orificios de la tubería colectora

En la mayoría de los subdrenes con material de filtro se utiliza un tubo colector perforado que se coloca en la parte baja de la zanja embebido en el material filtrante.

En cuanto al tamaño de los orificios del tubo recolector, el U. S Army Corps of Engineers (1955) recomienda la siguiente relación, entre el tamaño del filtro y el ancho del orificio:

Para huecos circulares:

$$\frac{D_{85F}}{\text{Diametro}} > 1$$

Para ranuras:

$$\frac{D_{85F}}{\text{ancho}} > 1.2$$

El criterio utilizado por U.S. Bureau of Reclamation (1973) es el siguiente:

$$\frac{D85 \text{ del filtro junto al orificio}}{\text{ancho}} \geq 2$$

Los orificios deben estar en la mitad inferior del tubo para lograr una mayor interceptación del agua, reducir el lavado del material, y disminuir la cantidad de agua atrapada en la base de la zanja.

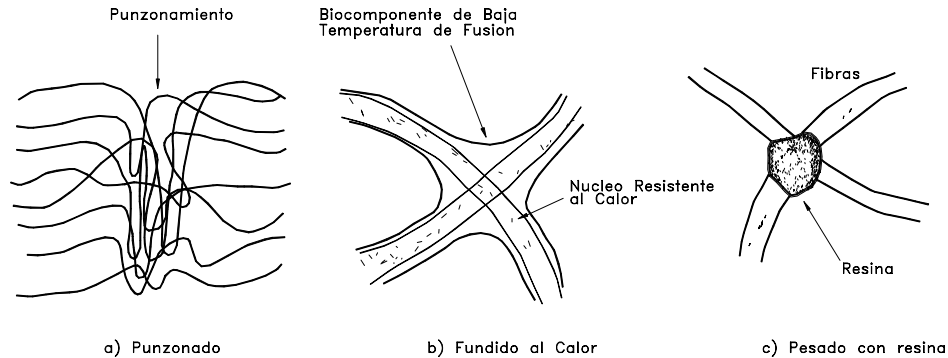


Figura 13.9 Diagramas esquemáticos de varios tipos de unión de fibras en geotextiles no tejidos

Filtros de geotextil

Los geotextiles son telas permeables, filtrantes, construidas con fibras sintéticas, especialmente polipropileno, poliéster, nylon y polietileno. Los geotextiles generalmente, se clasifican en tejidos y no tejidos. Los tejidos a su vez se diferencian de acuerdo al sistema de tejido (Figura 13.10).

Los geotextiles más utilizados para filtro son los no tejidos, entre los cuales se deben diferenciar los perforados con alfileres, los pegados al calor y los pegados con resinas (Figura 13.9); aunque es común encontrar mezclas de los tres procesos de manera combinada.

La durabilidad de los geotextiles está en función de las fibras poliméricas y las resinas a los ataques ambientales, sin embargo se tiene en este momento algunos filtros trabajando en Colombia en forma eficiente desde hace veinte años. Los principales problemas de las telas filtrantes corresponden a su baja resistencia a la exposición a los rayos solares, los cuales las descomponen, a las altas temperaturas y a ciertos químicos.

Desde el punto de vista de filtración se utilizan los siguientes criterios de acuerdo al Federal Highway Association de los Estados Unidos:

1. Criterio de retención del suelo

a. Para suelos con $\leq 50\%$ de pasantes del tamiz US No. 200

$$O_{95} \leq BD_{85}$$

$$B = 1 \text{ Para } C_u \leq 2 \text{ ó } > 8$$

$$B = 0.5 C_u \text{ para } 2 < C_u \leq 4$$

$$B = \frac{8}{C_u} \text{ Para } 4 < C_u \leq 8$$

b. Para suelos con $> 50\%$ de pasantes del tamiz US No. 200

$$O_{95} \leq D_{85} \text{ Para geotextiles tejidos}$$

$$O_{95} \leq 1.8 D_{85} \text{ Para geotextiles no tejidos}$$

y

$$AOS \text{ de la tela } \geq \text{abertura tamiz No. 50 (0.297 mm.)}$$

Donde:

O_{95} = Tamaño de la abertura medida del geotextil a la cual el 95% del peso de partículas esféricas de vidrio es retenido.

D_{85} = Diámetro de tamiz en mm. que permite el paso del 85% en peso del suelo.

AOS = Tamaño de abertura aparente del geotextil.

$C_u = D_{60} / D_{10}$ Coeficiente de uniformidad del suelo.

Tabla 13.2 Rango de valores de algunas propiedades representativas de algunos geotextiles utilizados para filtros (Lawson 1982)

Geotextil	Resistencia a la tensión (KN/m)	Elongación Maxima (%)	AOS (mm.)	Caudal de flujo (l/m ² /seg)	Peso unitario (g/m ³)
TEJIDOS					
Monofilamento	20-80	5-35	0.07-2.5	25-2000	150-300
Hilo	40-800	5-30	0.2-0.9	20-80	250-1300
Cinta	8-90	15-20	0.05-0.1	5-15	100-250
NO TEJIDOS					
Punzonado	7-90	50-80	0.02-0.15	25-200	150-2000
Fundido	3-25	20-60	0.01-0.35	25-150	70-350
Con Resina	4-30	30-50	0.01-0.35	20-100	130-800

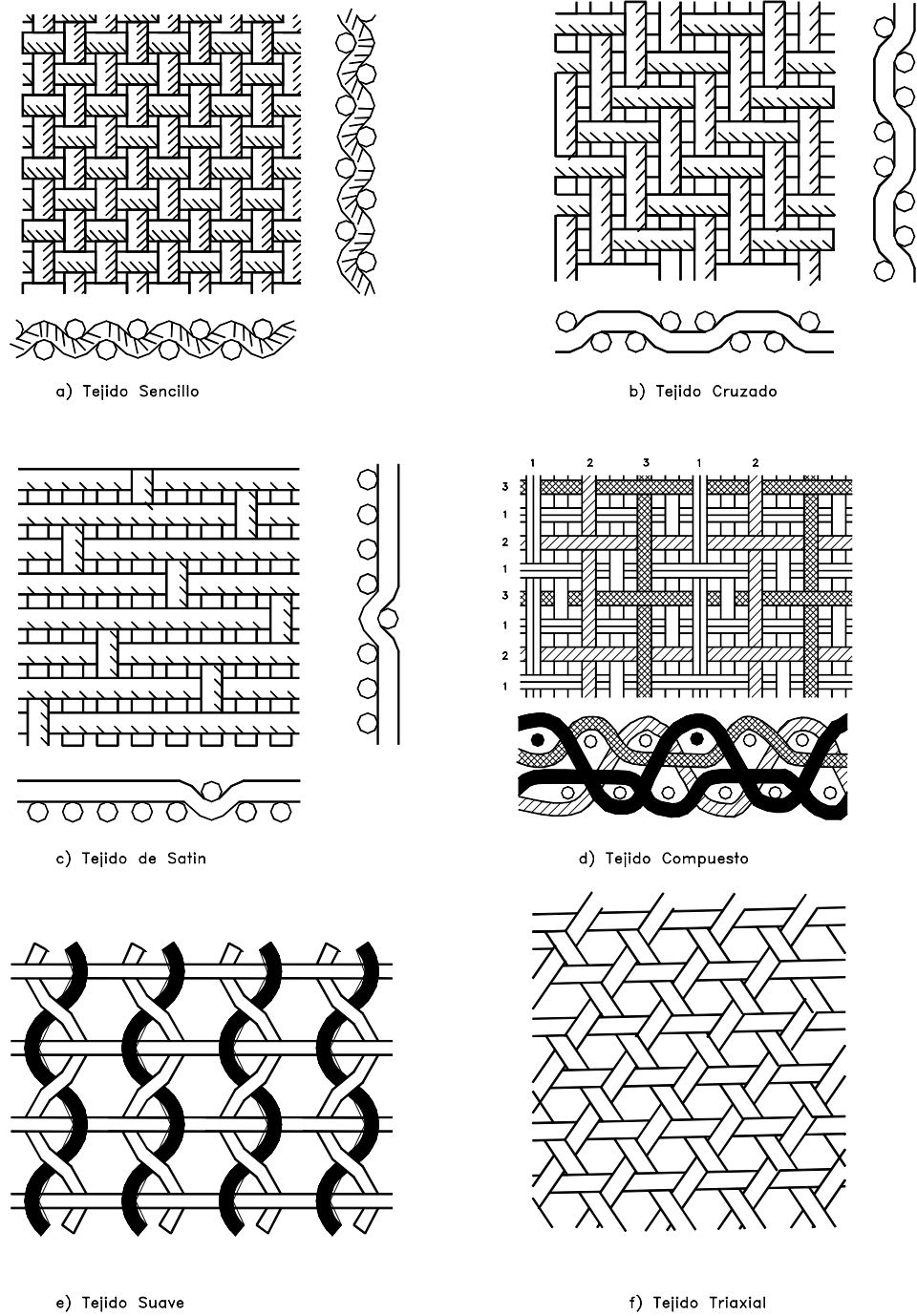


Figura 13.10 Tipos de tejidos en geotextiles.

2. Criterio de permeabilidad

a. Para aplicaciones en las cuales existe alto riesgo

$$K_n \geq 10 \text{ veces } K$$

y el Diseñador deberá realizar ensayos de filtración para comprobar que el geotextil no se tapa.

En situaciones potenciales de taponamiento se recomienda la siguiente especificación:

Porcentaje de área abierta $\geq 4\%$ para geotextiles tejidos

Porosidad $\geq 30\%$ para geotextiles no tejidos

b. Para aplicaciones no críticas

$$K_n \geq K$$

Donde

K = Permeabilidad del suelo

K_n = Permeabilidad normal al plano del geotextil

Adicionalmente se pueden exigir requisitos de resistencia a la tensión $Grab$ para garantizar que el geotextil no se rompa durante el manejo.

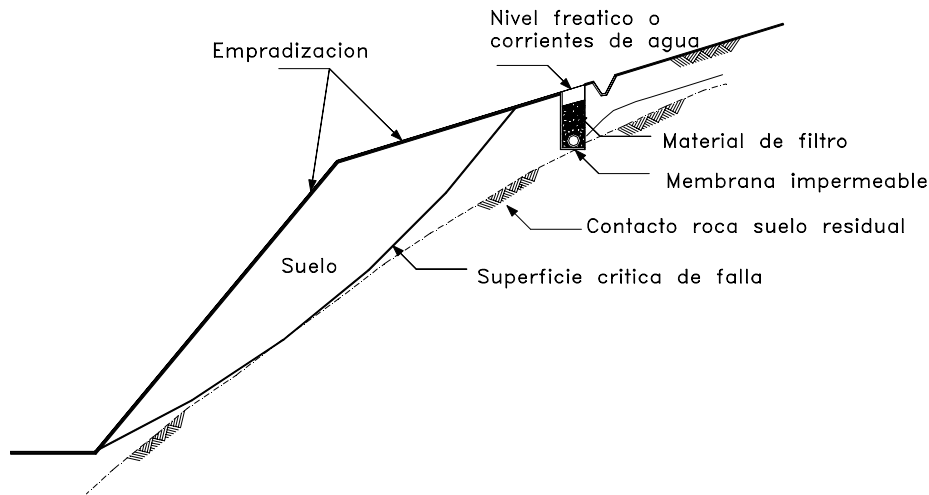


Figura 13.11 Diagrama de un dren interceptor.

Criterios generales para el diseño de filtros

Adicionalmente a los criterios anteriores se deben tener en cuenta los siguientes:

- Los suelos residuales son muy variables granulométricamente y debe realizarse un número grande de ensayos de Granulometría, previamente al diseño de filtro. Debe tenerse en cuenta que las partículas de mayor tamaño tienen muy poco efecto en el proceso de filtración (Geotechnical Engineering Office - 1993).
- El parámetro D_{85} para utilizar en el criterio de retención debe tomarse en forma conservadora para tener en cuenta la variabilidad del suelo.

- Los ensayos de permeabilidad deben ser realizados en el campo, teniendo en cuenta que la permeabilidad obtenida en el laboratorio es muy afectada por el manejo de la muestra.
- En los sitios donde existe flujo concentrado de agua el uso de geotextiles puede no ser adecuado y se puede requerir un sistema mucho más resistente y de gran capacidad.
- Las raíces de las plantas afectan en forma grave los filtros y se debe evitar sembrar árboles cerca a los subdrenes.
- Debe tenerse especial cuidado de no romper el geotextil al colocar los materiales granulares y debe evitarse la exposición al sol de la tela, por varios periodos de tiempo.

Subdrenes 100% sintéticos

Debido a la dificultad de obtener materiales naturales para los subdrenes y con el desarrollo de las mallas sintéticas, se está haciendo popular el uso de los subdrenes 100% sintéticos (Figuras 13.12 y 13.13). Estos subdrenes consisten de tres elementos básicos:

1. Geomalla

La geomalla es una red sintética construída en tal forma que se forman unos canales que facilitan el flujo de agua.

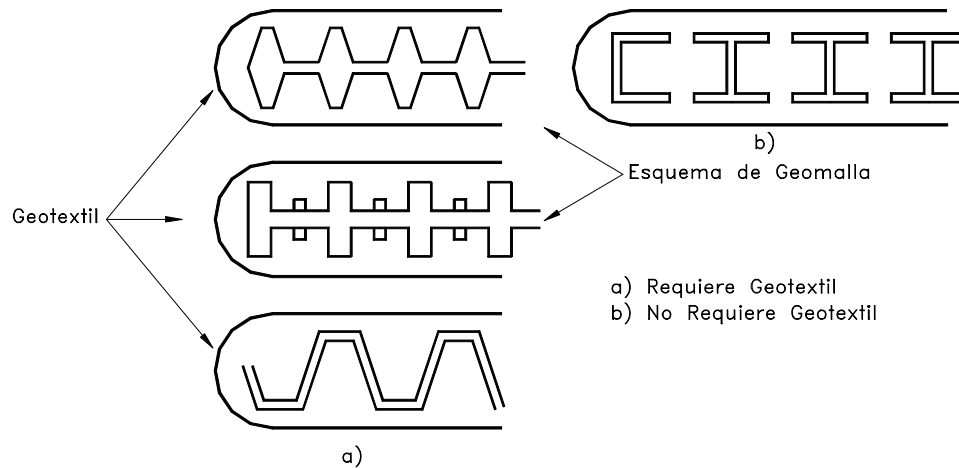


Figura 13.12 Secciones de Subdrenes 100% sintéticos

2. Geotextil

La geomalla se envuelve en un geotextil, el cual actúa como filtro impidiendo el paso de partículas de suelo hacia la geomalla y permitiendo a su vez el flujo de agua.

3. Tubo colector perforado

En el extremo inferior de la geomalla y envuelto por el geotextil se coloca una manguera perforada PVC especial para subdrenes, la cual recoge y conduce el agua colectada por la geomalla.

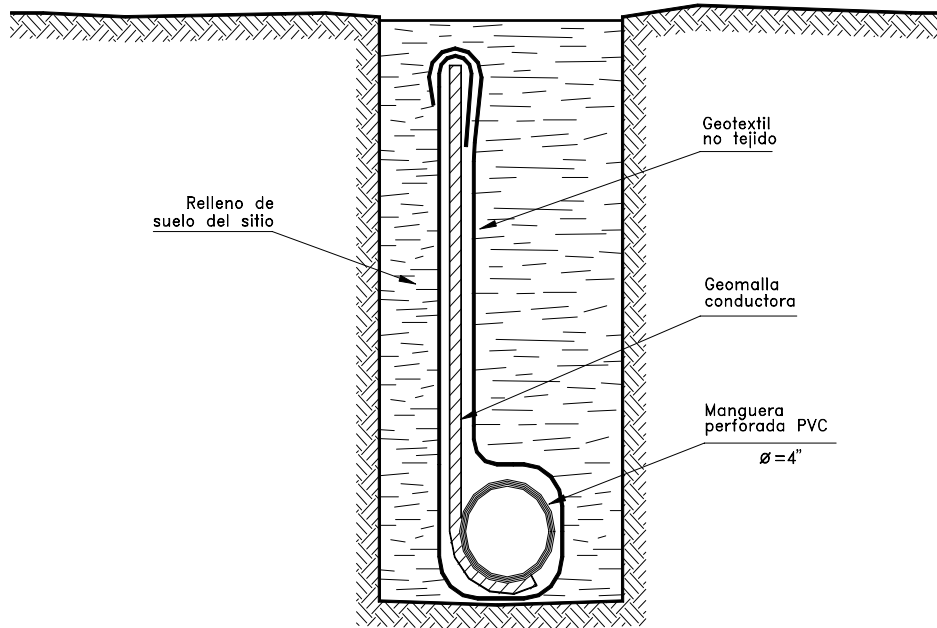


Figura 13.13 Diagrama de un subdrén 100% sintético.

Flujo de agua hacia los subdrenes de zanja

Las teorías de redes de flujo pueden utilizarse para el diseño de sistemas de subdrenaje en suelos homogéneos, pero en materiales residuales el diseñador debe tener un conocimiento muy claro de la estructura geológica, en especial de la presencia de mantos, discontinuidades o zonas de alta permeabilidad.

Al colocar un subdrén se está colocando un punto de presión atmosférica dentro de una masa de suelo con agua a una presión superior. El efecto inmediato es la generación de un flujo de agua hacia el dren debido a la diferencia de cabeza hidrostática.

El paso siguiente al flujo de agua inicial es la disminución de la presión de poros en una distancia de influencia a lado y lado del subdrén, la cual depende de la permeabilidad del suelo. En suelos arcillosos esta distancia de influencia es menor que en suelos granulares. El producto final es una nueva línea de nivel freático con puntos de inflexión en los sitios de subdrén (Figura 13.14).

Para un suelo uniforme se puede obtener una solución analítica, incluyendo otros efectos como es la infiltración debida a la precipitación y se pueden obtener las redes de flujo para calcular los caudales y las presiones (Figura 13.15). El cálculo de caudales y el diseño del espaciamiento entre drenes requiere de un análisis geotécnico muy completo del comportamiento del agua en el suelo del sitio.

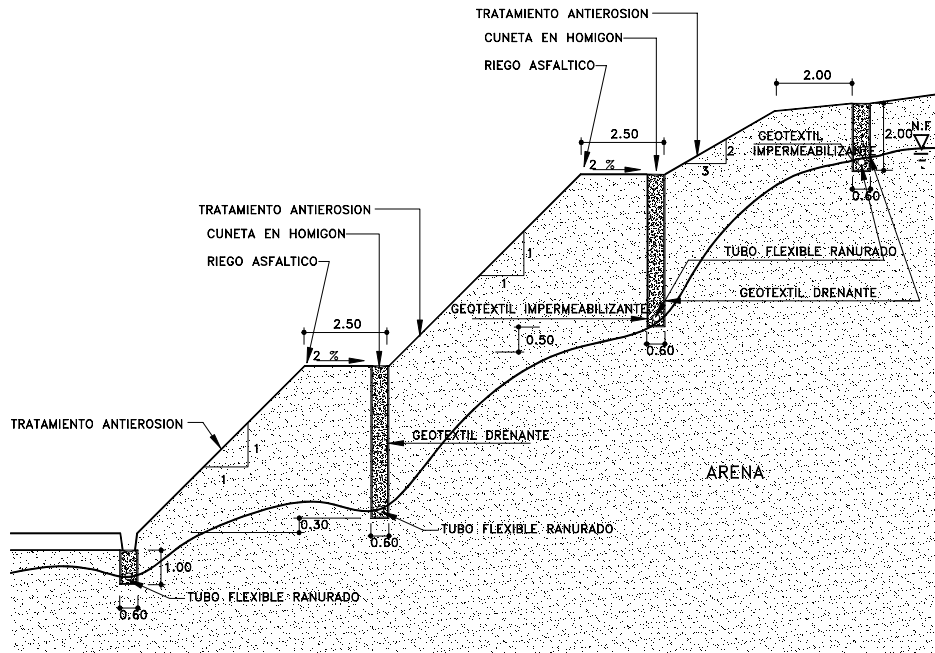


Figura 13.14 Subdrenes en taludes saturados de suelos arenosos y su efecto sobre el nivel freático (Adaptado de Chacón e Ingary 1996).

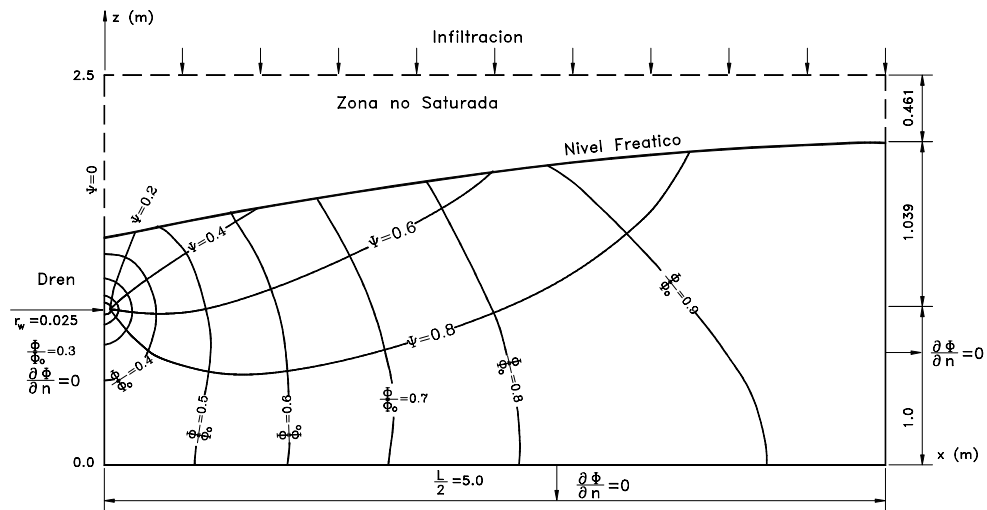


Figura 13.15 Solución analítica de red de flujo hacia un subdren (Zaradny y Feddes, 1979).

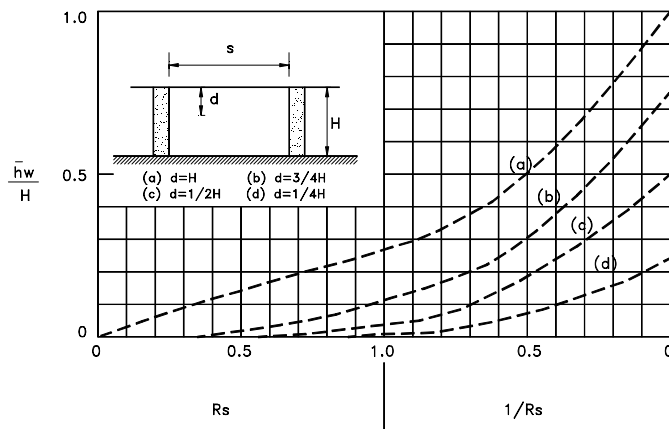
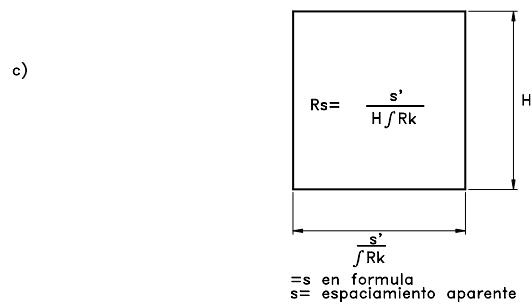
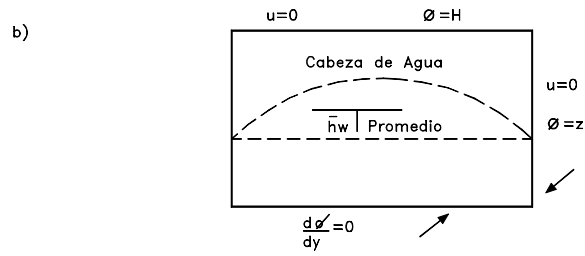
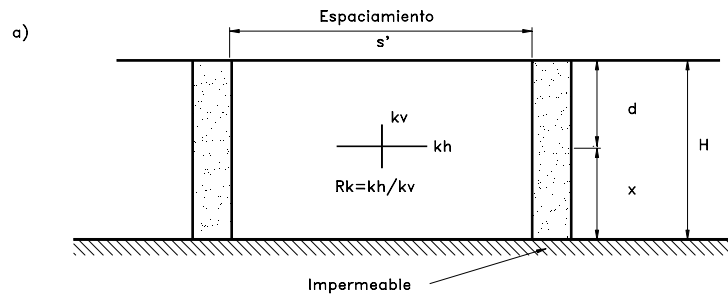


Figura 13.16 Variación de la presión de poros promedio con el espaciamiento de subdrenes de zanja (Bromhead, 1984).

Diseño de subdrenes de zanja

El diseño de subdrenes de zanja tiene por objeto determinar los siguientes elementos:

- a. Profundidad y ancho de la zanja
- b. Espaciamiento entre zanjas
- c. Localización en planta de los subdrenes
- d. Material filtrante y especificaciones
- e. Cálculo de caudales colectados
- f. Sistemas de recolección y entrega

Existen dos enfoques diferentes para el diseño:

1. Procedimiento empírico

Este sistema se basa en la experiencia anterior de un experto conocedor del comportamiento del agua en los suelos del sitio. La profundidad, espaciamiento y demás características del subdrenaje se realiza exclusivamente basado en el conocimiento previo del experto, conjuntamente con un estudio geotécnico que incluye ensayos de Permeabilidad del suelo.

2. Procedimiento analítico

En este sistema el diseño se basa en un modelo matemático, similar a una red de flujo donde se calcula los efectos para diferentes profundidades de drenes.

La combinación de sistemas empíricos y analíticos con un conocimiento lo más detallado posible de las características del sistema de agua subterránea es probablemente, la mejor alternativa para el diseño.

A continuación se presenta un método sencillo de análisis propuesto por Bromhead (1984), en el cual se determina la disminución promedio de la presión de poros con el espaciamiento entre drenes, utilizando la tabla que se muestra en la figura 13.16.

13.4 DRENES HORIZONTALES O DE PENETRACION

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 (Figura 13.17).

La principal ventaja de los drenes horizontales es que son rápidos y simples de instalar y se puede obtener un aumento importante del factor de seguridad del talud en muy poco tiempo.

El diámetro de las perforaciones es de aproximadamente 3 a 4 pulgadas dentro de las cuales se colocan tuberías perforadas. Los tubos utilizados son metálicos, de polietileno o PVC. , generalmente en diámetros 2 ó 3", aunque en ocasiones se emplea otro tipo de diámetro. La tubería se puede perforar con agujeros circulares o ranurar en sentido transversal. 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. En ocasiones los subdrenes se diseñan para que recolecten agua solamente en el sector cercano a la punta interior y se inyecta con un impermeabilizante, la longitud restante de tubo (Figura 13.18). En esta forma se impide que el agua captada se reinfiltre nuevamente en la trayectoria de salida.

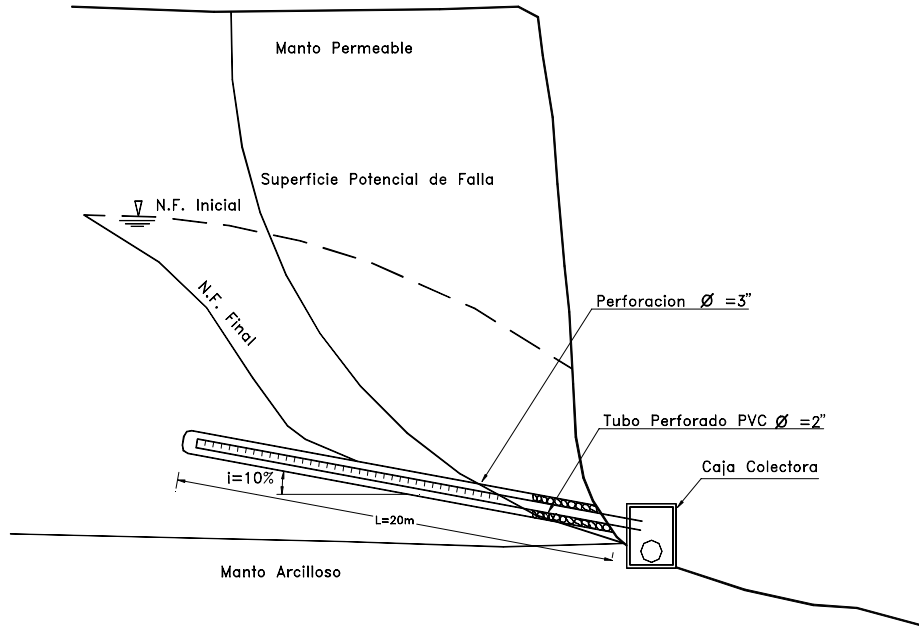


Figura 13.17 Esquema general de colocación de un subdren de penetración.

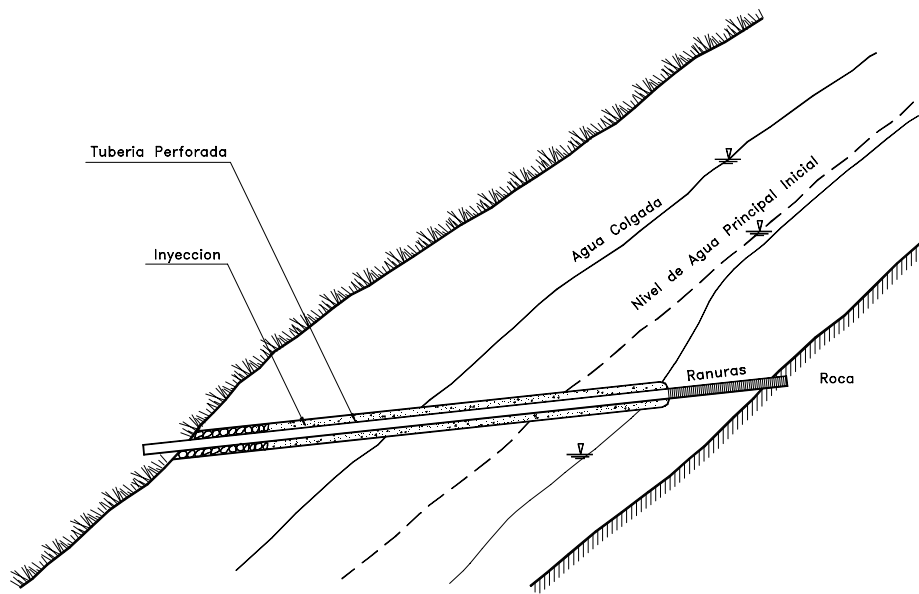


Figura 13.18 Subdren de penetración diseñado para captar solamente en la punta interior.

La longitud de los drenes depende de las necesidades de drenaje. Comúnmente sus longitudes varían de 10 a 40 metros, pero se conoce de drenes instalados de hasta 120 metros de longitud. En general, la longitud requerida puede ser determinada dibujando una sección del talud con su probable círculo de falla superpuesto sobre una sección geológica, en la cual se podrán observar los acuíferos y corrientes de agua presentes. Los drenes deben instalarse de tal manera que abata o se elimine el nivel de agua o la saturación por encima de la superficie potencial de falla.

Las perforaciones se realizan a inclinaciones de 5% al 20% de pendiente de inicio, pero a medida que avanza la perforación el peso de la tubería hace que esta se deflece y poco a poco va disminuyendo esta pendiente. Un dren de 60 metros de longitud puede quedar hasta dos metros por debajo del nivel de dren propuesto teórico. Después de nivelar el equipo se le da la inclinación y dirección al dren de acuerdo a los datos del estudio geotécnico previo y se inicia la perforación.

Como usualmente este tipo de subdrenaje se realiza en suelos blandos, se requiere emplear una tubería de revestimiento para su perforación, así ocurre con frecuencia la falla de las paredes del filtro y en ocasiones se dificulta la colocación de la tubería de filtro. En los 3 a 6 metros más cercanos al borde del talud se debe emplear tubería no perforada y si es necesario se ancla en concreto 1.0 a 2.0 metros de tubería.

En México se ha empleado un tipo de subdren horizontal sin tubería, en el cual la perforación se rellena con material granular filtrante. En este caso se trabaja con perforaciones hasta de 6" de diámetro y se requiere un sistema de control superficial para evitar la salida de las arenas del subdren.

Equipos de perforación de subdrenes horizontales

El rendimiento de las perforaciones depende del equipo que se esté empleando y del tipo de material. En condiciones ideales se pueden tener rendimientos hasta de 50 metros/día, pero habitualmente el rendimiento está por debajo de los 10 metros/día. Entre los equipos de perforación utilizados para la construcción de subdrenes horizontales se pueden mencionar los siguientes:

1. Equipo a RotoperCUSión

Es tal vez el más rápido y eficiente debido a que emplea sistemas de rotación y percusión, pero su empleo es limitado por su costo y por la necesidad de ubicación de grandes compresores de aire cerca al sitio de perforación. Es el equipo ideal para subdrenes profundos.

2. Equipo a rotación Hidráulica

Generalmente, se emplean los mismos equipos que se usan para perforaciones verticales y muestreo de suelos. Comúnmente están montadas sobre patines. Su rendimiento no es grande pero es el sistema más frecuentemente empleado por su disponibilidad y facilidad de transporte.

3. Equipo a Rotación simple (Auger)

Este sistema es sencillo pero su uso está limitado a subdrenes poco profundos.

4. Equipo a percusión

Se le emplea en materiales blandos y tiene el inconveniente de la dificultad para mantener una pendiente, especialmente cuando encuentra cantos o rocas duras.

Diseño de Subdrenes de penetración

Para la ubicación de los drenes se recomienda hacer previamente un estudio geotécnico para determinar las características del régimen de aguas subterráneas.

Es importante la ubicación de piezómetros abiertos de control que permiten medir el abatimiento del nivel de agua y le dan al Ingeniero información sobre la necesidad o no de colocar más subdrenes.

Se requiere ubicar el dren en una cota, de tal forma que la cabeza de agua sea suficiente, que esté preferiblemente por debajo de la zona fallada y debe chequearse que esté ubicado dentro del acuífero. Es común encontrar drenes que no trabajan por estar colocados por debajo del fondo de un acuífero suspendido. Adicionalmente, la pendiente debe ser tal que al profundizar el dren no suba a cotas arriba de la línea de nivel de agua. Estos problemas se pueden evitar con un estudio geotécnico muy completo previo a la colocación de los subdrenes.

Existen algunas metodologías de diseño para determinar el espaciamiento entre drenes entre los cuales se encuentran los métodos de Choi (1977), Prellwitz (1978), Kenney (1977). Sin embargo, estas metodologías tienen poca aplicabilidad por cuanto no tienen en cuenta los parámetros geológicos y tratan el suelo como un elemento homogéneo. El procedimiento de Kenney utiliza cuatro situaciones diferentes. En los dibujos de las figuras 13.19 y 13.20 las líneas punteadas representan una familia de drenaje que tiene el mismo valor de L , donde $L = \text{Longitud total del dren} / \text{Ancho total del talud}$.

Otro de los sistemas utilizados para calcular el espaciamiento o separación entre subdrenes es la fórmula de Kozeny:

$$S = 2h \sqrt{K/q}$$

Donde:

S = Separación entre drenes

h = Altura del nivel freático por encima del nivel de los drenes

K = Permeabilidad de la formación

q = Caudal unitario del subdren.

La aplicabilidad de esta fórmula no es muy confiable en todos los casos y comúnmente se hace la ubicación con base en experiencias anteriores en el mismo material o a la monitoría permanente de piezómetros, durante la instalación de subdrenes.

Otro procedimiento consiste en colocar una hilera de subdrenes a un espaciamiento predeterminado y colocar drenes intermedios adicionales, de acuerdo al comportamiento de los niveles freáticos en el talud. Como espaciamiento inicial generalmente, se recomienda la mitad de la longitud total de cada dren.

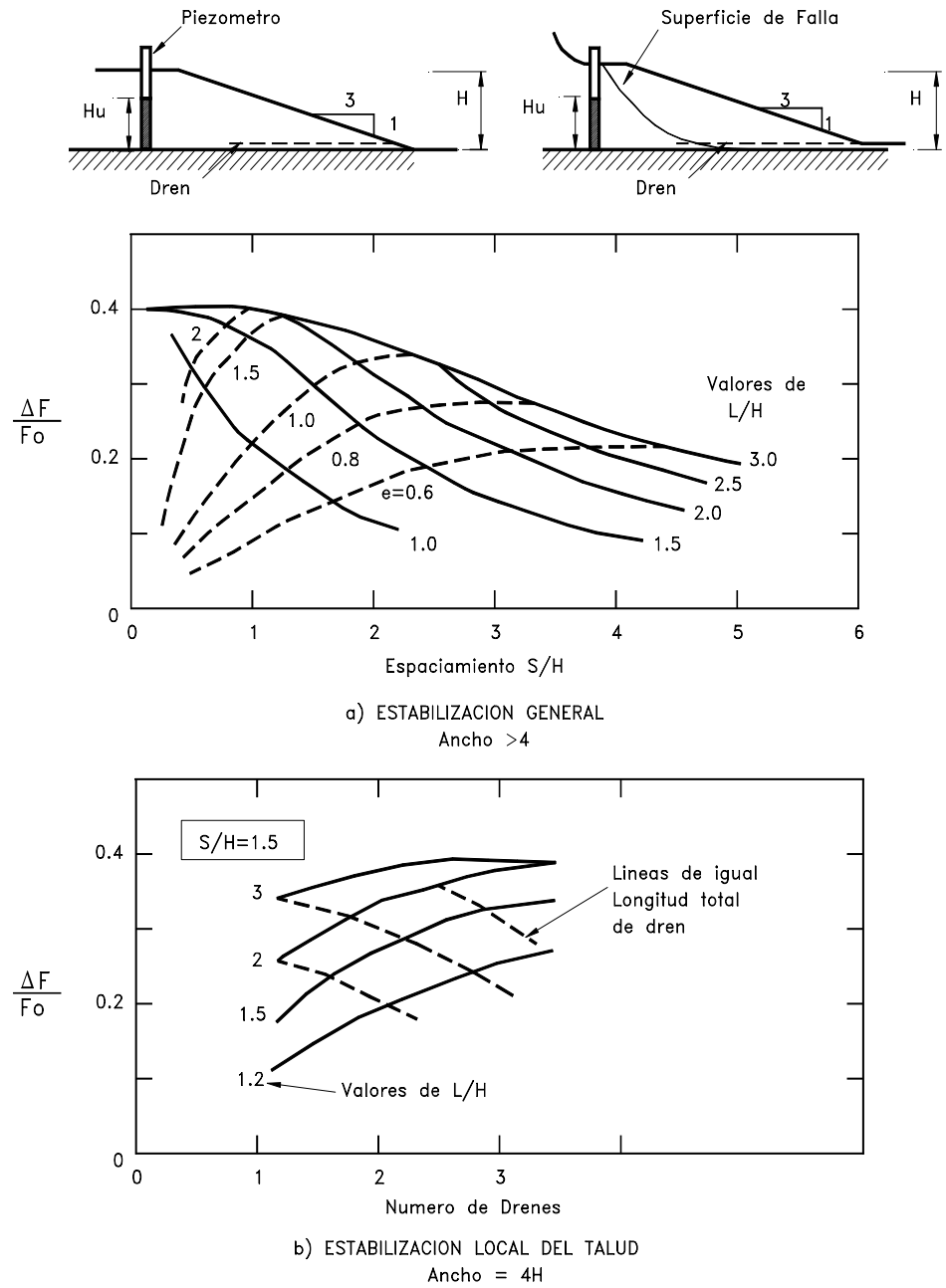


Figura 13.19 Carta de diseño para drenes horizontales en talud cortado a pendiente 3:1 y aparece una capa impermeable subhorizontal en el pie del talud H_u/H entre 0.5 y 0.7 (Kenney, 1977).

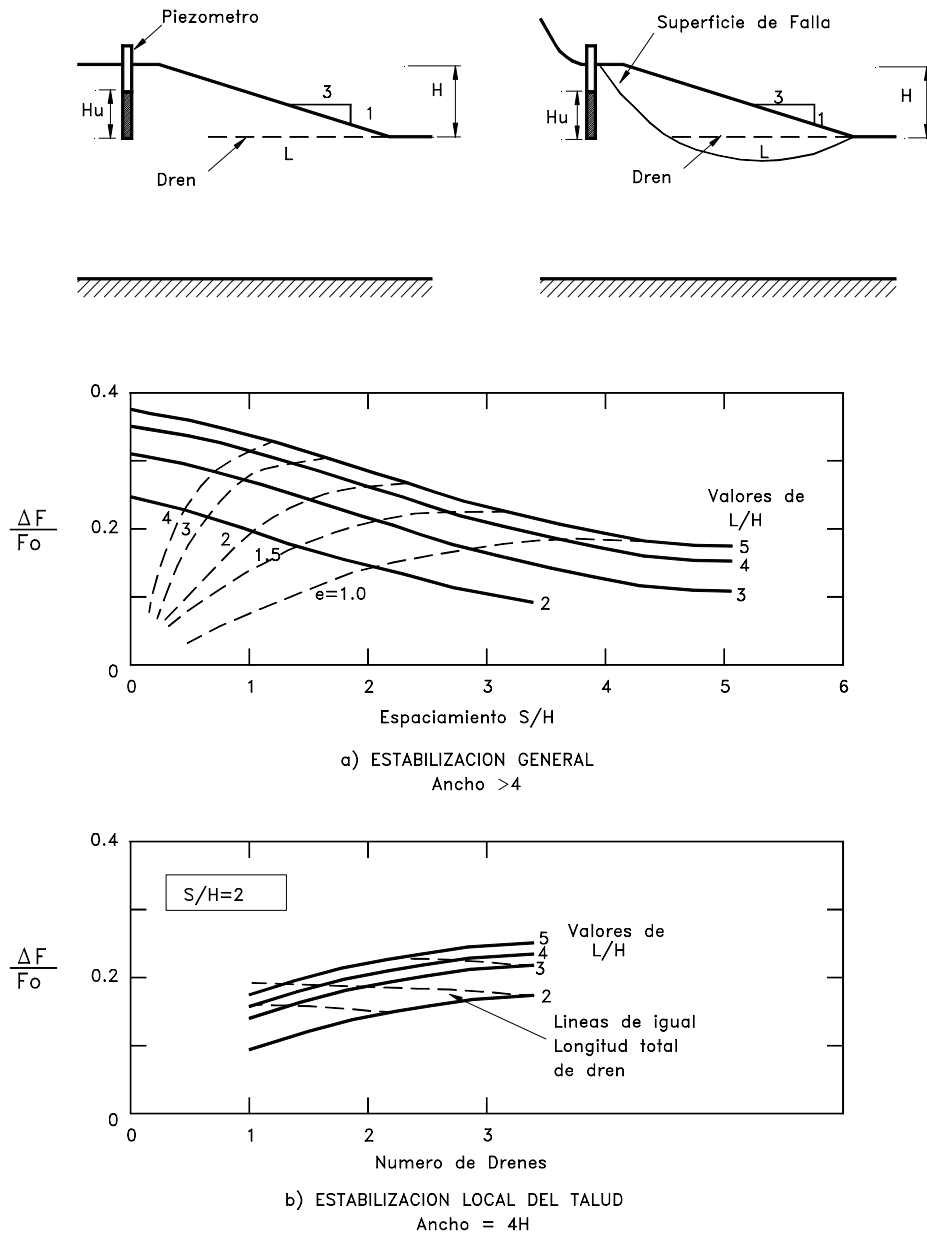


Figura 13.20 Carta de diseño para drenes horizontales en talud cortado a pendiente 3:1 y aparece una capa impermeable subhorizontal muy por debajo del pie del talud H_u/H entre 0.5 y 0.7 (Kenney, 1977).

Observaciones a tener en cuenta en el diseño de subdrenes horizontales

Debe estudiarse minuciosamente el efecto de construir unos pocos drenes profundos, a la alternativa generalmente, menos costosa y en ocasiones más efectiva desde el punto de vista de estabilidad del talud, de colocar una densidad mayor de drenes poco profundos.

Es común que el Ingeniero se anime con la aparición de caudales grandes en los drenes profundos pero estos pueden no representar disminuciones apreciables de nivel de agua en la zona de falla del talud.

Debe tenerse presente que el objetivo de los drenes es abatir el nivel de agua y las presiones de poro, no el de proveer caudales importantes de agua.

En suelos o rocas de permeabilidad grande o cuando las cabezas de agua son altas (más de 10 metros) su efecto es sorprendentemente eficiente y con unos pocos drenes se logran abatimientos grandes de cabeza y extracción de caudales importantes de agua. Su efectividad es menor en suelos arcillosos especialmente, si la cabeza de presión es pequeña.

En formaciones permeables se pueden obtener caudales de más de 100 litros/minuto para drenes de 40 metros de longitud pero generalmente, en suelos arcillosos los caudales de un dren similar varían de 1 a 10 litros/minuto con abatimiento de algunos centímetros de cabeza por cada dren.

El caudal inicial de un subdren horizontal tiende a bajar en los días siguientes a su colocación pero deberá tender a estabilizarse con los cambios normales debidos a los ciclos climáticos. Además, al colocar un dren muy cercano a otro, se puede disminuir el caudal del dren anterior, dependiendo del régimen de agua subterránea del talud. En ocasiones el caudal desaparece en épocas secas para aparecer nuevamente en temporada de lluvias.

Las perforaciones en algunos casos interceptan pequeños mantos de materiales de alta permeabilidad, aumentando en forma importante su eficiencia. Este efecto se puede programar si se realiza un estudio geotécnico detallado.

Los drenes horizontales pueden ser complementados con sistemas de vacío los cuales aumentan los gradientes hidráulicos al producir presiones negativas dentro del tubo.

La profundidad máxima práctica de disminución o abatimiento de la tabla de agua, con un nivel de drenes horizontales es de hasta 5 metros.

Mantenimiento de subdrenes de penetración

Como los subdrenes de penetración en la mayoría de los casos, no tienen material de filtro que impidan la migración de finos, es común que estos se tapen periódicamente y se requiere un mantenimiento que consiste en:

1. Limpieza de la tubería
2. Inyección de agua a presión para limpiar los orificios de drenaje y remover las tortas de material sedimentado alrededor de la tubería. Este proceso es llamado “desarrollo del subdren”.

Debe tenerse cuidado de no producir fallas por exceso de presión, en el proceso de desarrollo del sistema de subdrenes.

Holtz y Schuster (1996) recomiendan realizar mantenimiento de los drenes cada cinco a ocho años, donde existan materiales finos que se puedan sedimentar o raíces que puedan crecer dentro del dren. Sin embargo, se han reportado casos en los cuales el crecimiento

de las raíces puede requerir el cambio de los drenes cada dos años. En ocasiones la tubería se rompe o se deforma y es necesario rehacer los drenes.

Un elemento peligroso es la presencia de ciertos organismos o especies vegetales que invaden los drenes tapando los orificios de drenaje. En casos de aparición de estos fenómenos puede requerirse rehacer los drenes, aumentando su diámetro y evitar la invasión de raíces, embebiendo en concreto los primeros metros de subdren y colocando tuberías de entrega a cajas con estricto control vegetal.

13.5 COLCHONES DE DRENAJE

Las capas de material drenante que se colocan debajo de terraplenes, generalmente después de remover los suelos sueltos se les conoce como colchones de drenaje (Figura 13.21). Generalmente, consisten en una capa de material grueso permeable de 20 a 50 centímetros de espesor envuelto por dos mantos de geotextil. En ocasiones se colocan mangueras o tuberías perforadas para la recolección del agua captada por el colchón de drenaje .

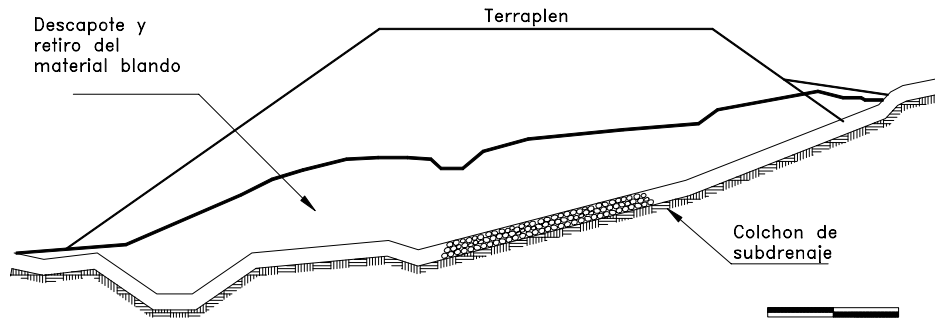


Figura 13.21 Diagrama de un colchón de drenaje colocado debajo de un terraplén.

13.6 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 (Figura 13.22).

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.

Fotografía 13.2 Cajas colectoras para subdrenes de penetración.

Fotografía 13.3 Pantalla de drenaje en gaviones.

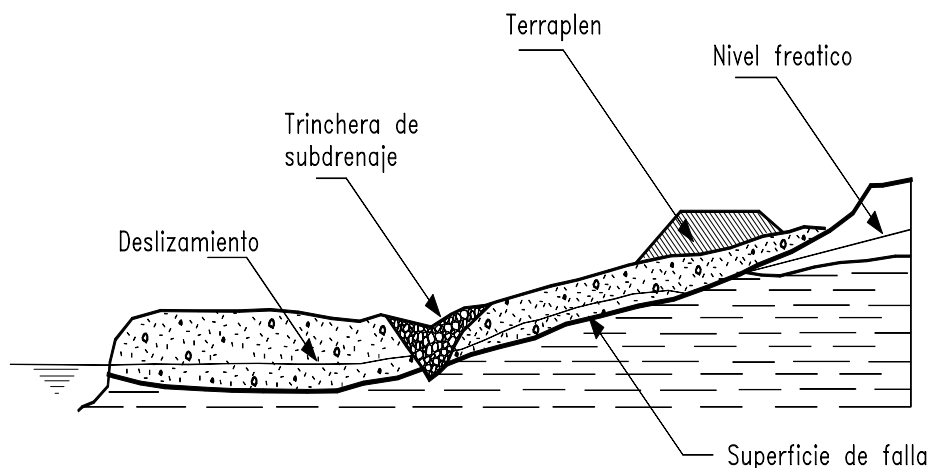


Figura 13.22 Esquema de una trinchera estabilizadora.

13.7 PANTALLAS DE DRENAJE

Las pantallas de drenaje son estructuras similares en apariencia a un muro de contención, las cuales se colocan sobre la superficie del talud con el objetivo principal de impedir que se produzca erosión ocasionada por las exfiltraciones de agua subterránea (Figuras 13.23 y 13.24).

Las pantallas de drenaje constan de tres elementos básicos:

1. Filtro sobre la superficie del talud

Este filtro puede ser material granular o geotextil con material grueso, el cual se coloca cubriendo toda el área de exfiltraciones. Este filtro debe cumplir las especificaciones indicadas para filtros en subdrenes de zanja.

2. Estructura de contención o retención

Esta estructura tiene por objeto mantener en su sitio el filtro y ayudar a la contención de la masa de suelo sobre la cual actúa el gradiente hidráulico, al aflorar el agua. La estructura de contención puede ser un muro en gaviones, enrocado, muro criba, etc.

3. Subdren colector

Este subdren se coloca en el pie del talud para recoger el agua captada por la pantalla y conducirla a un sitio seguro.

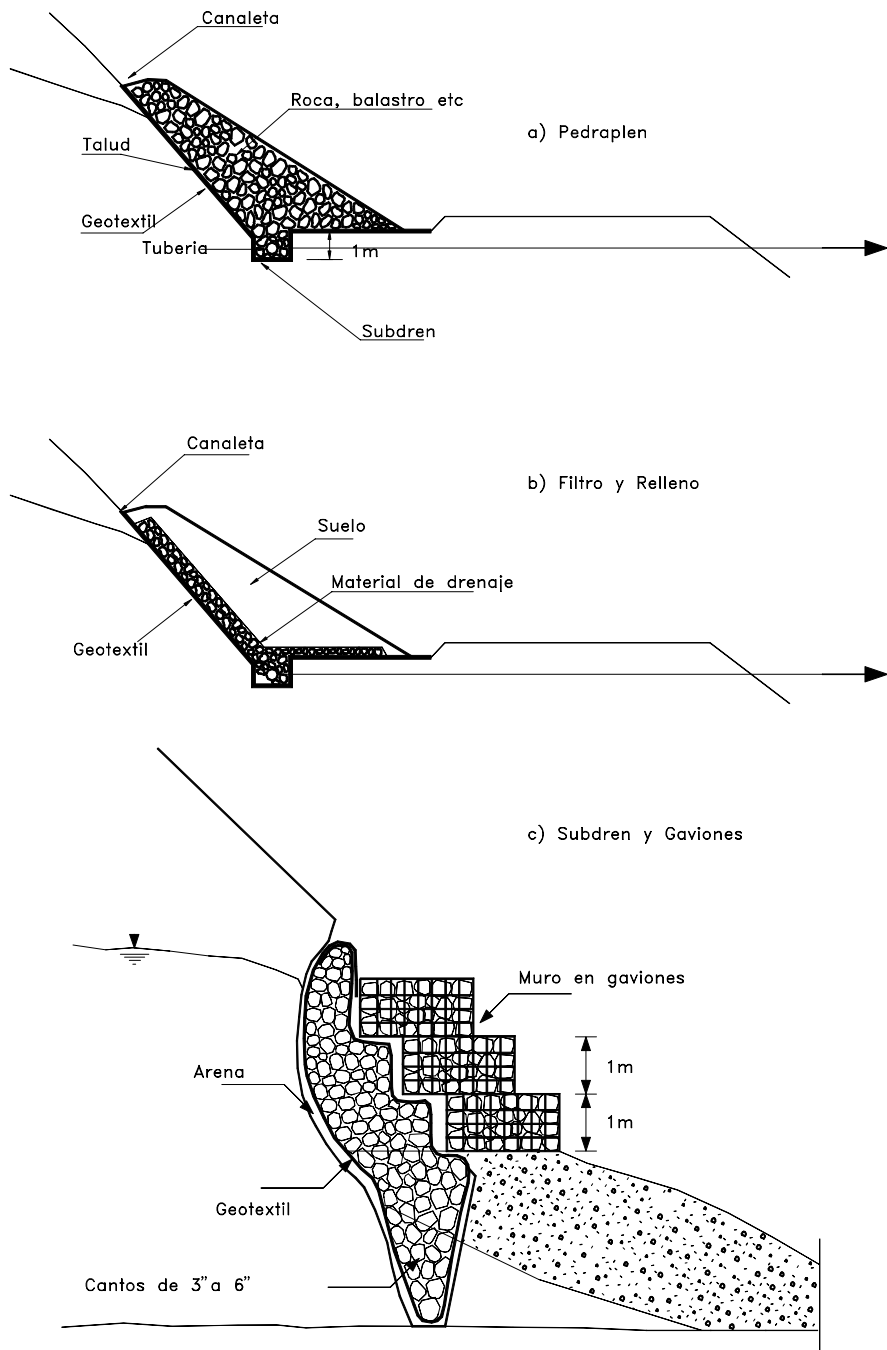
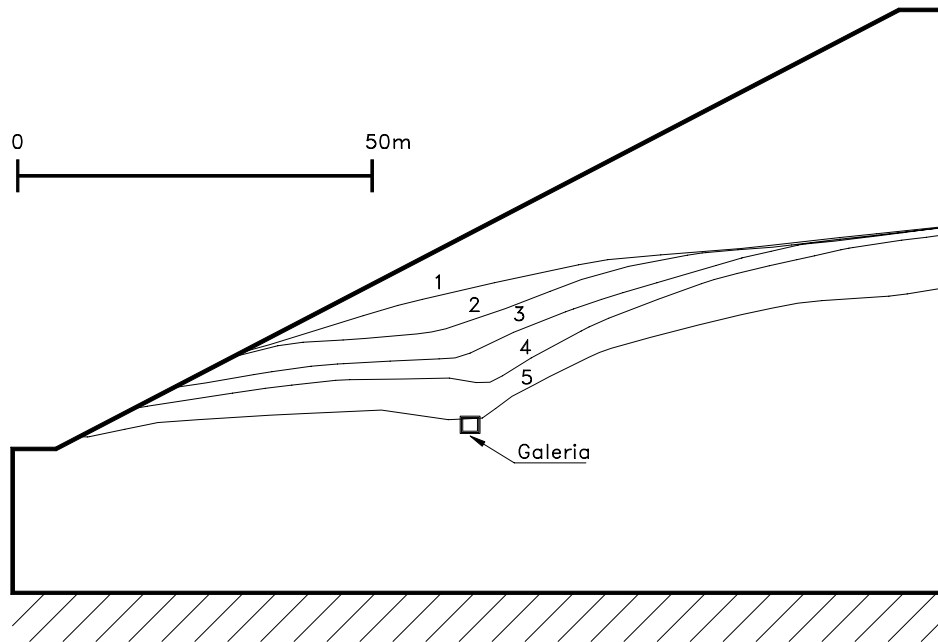


Figura 13.23 Ejemplos de subdrenes de pantalla.

13.8 GALERIAS DE DRENAJE

La galería de drenaje es un túnel cuyo objetivo específico es el de disminuir las presiones de poros y controlar las corrientes profundas de agua subterránea en un talud (Figura 13.24). Las galerías de drenaje deben tener una sección adecuada para facilitar su construcción y se colocan generalmente, por debajo de la posible zona de falla y en la parte inferior del acuífero que se desea controlar.

El uso de galerías de drenaje para mejorar las condiciones de estabilidad de taludes, para el caso de presiones muy altas de poros es común para la estabilización de grandes deslizamientos (Valore, 1996). Las galerías de drenaje son empleadas especialmente, en los grandes proyectos hidroeléctricos.



- 1 = Inicial
- 2 = $t=400$ Horas
- 3 = $t=1000$ Horas
- 4 = $t=4000$ Horas
- 5 = $t=$ Tiempo Largo

Figura 13.24 Evolución de la línea de nivel freático al construir una galería de drenaje.

Para fijar su ubicación se requiere un estudio geotécnico detallado. Cuando la permeabilidad de los materiales en sentido vertical, es mayor debido a la orientación de las discontinuidades, el agua fluye fácilmente hacia la galería pero cuando la orientación de los estratos es horizontal el agua puede pasar por sobre la galería sin fluir hacia ella.

En estos casos se requiere construir pozos verticales o subdrenes inclinados desde la galería para interceptar las zonas de flujo; Entre más alto el pozo vertical, su efecto es mayor. Generalmente, se recomiendan diámetros de 1/20 de altura del talud. Si se requieren teóricamente diámetros muy grandes, este efecto se puede suplir colocando pozos verticales y drenes de penetración dentro de la galería. Comúnmente, la galería drena por gravedad pero en algunos casos se requiere colocar un sistema de bombeo para su desagüe.

Cuando una galería es construida en materiales meteorizados se requiere colocar un soporte permanente en forma de concreto lanzado reforzado. En este caso la pantalla de concreto debe estar colocada sobre un sistema de drenaje diseñado con sus respectivos lloraderos para facilitar el proceso de salida del agua a drenar.

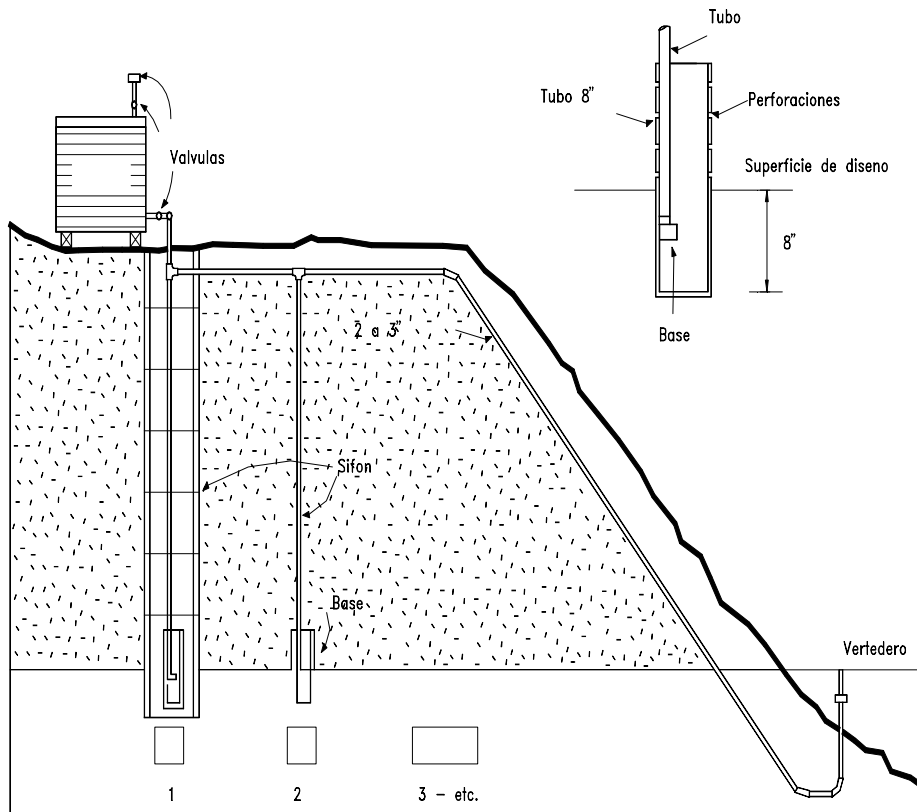


Figura 13.25 Pozos verticales de subdrenaje utilizando un sistema de bombeo y sifón.

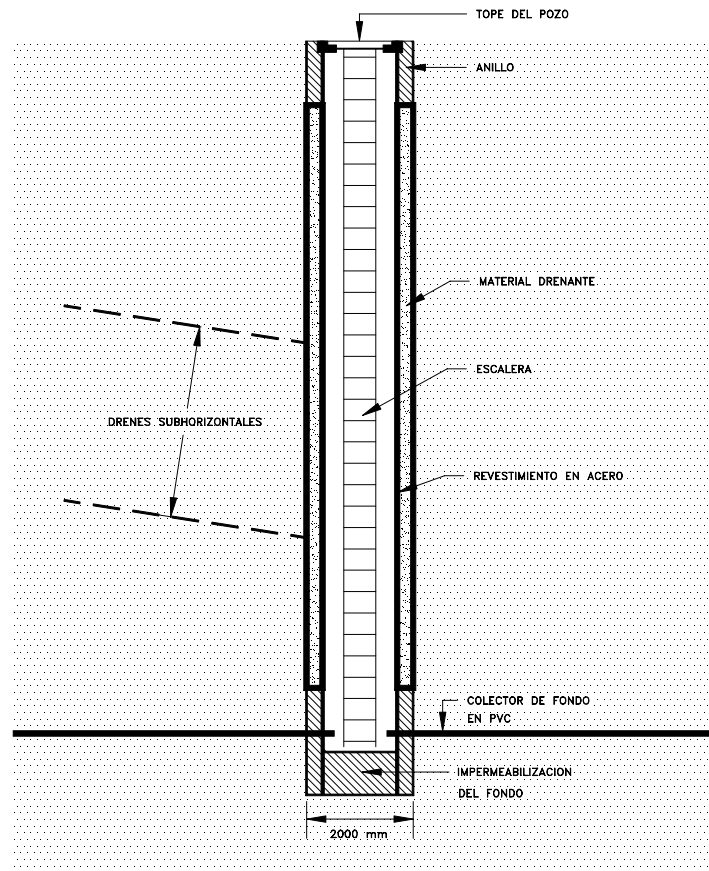


Figura 13.26 Pozo de drenaje e inspección.

13.9 POZOS VERTICALES DE DRENAJE

Los pozos verticales de drenaje son perforaciones verticales abiertas que tratan de aliviar las presiones de poros, cuando los acuíferos están confinados por materiales impermeables como puede ocurrir en las intercalaciones de Lutitas y areniscas.

Los pozos verticales, tienen generalmente un diámetro externo de 16 a 24 pulgadas, con un tubo perforado de 4 a 8 pulgadas de diámetro en el interior de la perforación. En ocasiones se utilizan drenes de diámetro hasta de dos metros (Collota, 1988). El espacio anular entre la perforación y el tubo se llena con material de filtro.

Su sistema de drenaje puede ser por bombeo, interconectando los pozos por drenes de penetración o por medio de una galería de drenaje o empleando un sistema de sifón.

El espaciamiento de los pozos depende de la estructura de las formaciones. Si aparecen juntas verticales es posible que los pozos no intercepten las presiones de agua, como sí

ocurre cuando el drenaje natural de la formación es horizontal. Debe tenerse en cuenta que es más efectivo incrementar el número de pozos que aumentar el diámetro. Los espaciamientos más comunes varían de 3 a 15 metros. La profundidad depende del espesor de la zona inestable y la estabilidad requerida. Se conoce de drenes hasta de 50 metros de profundidad (Abramson 1996).

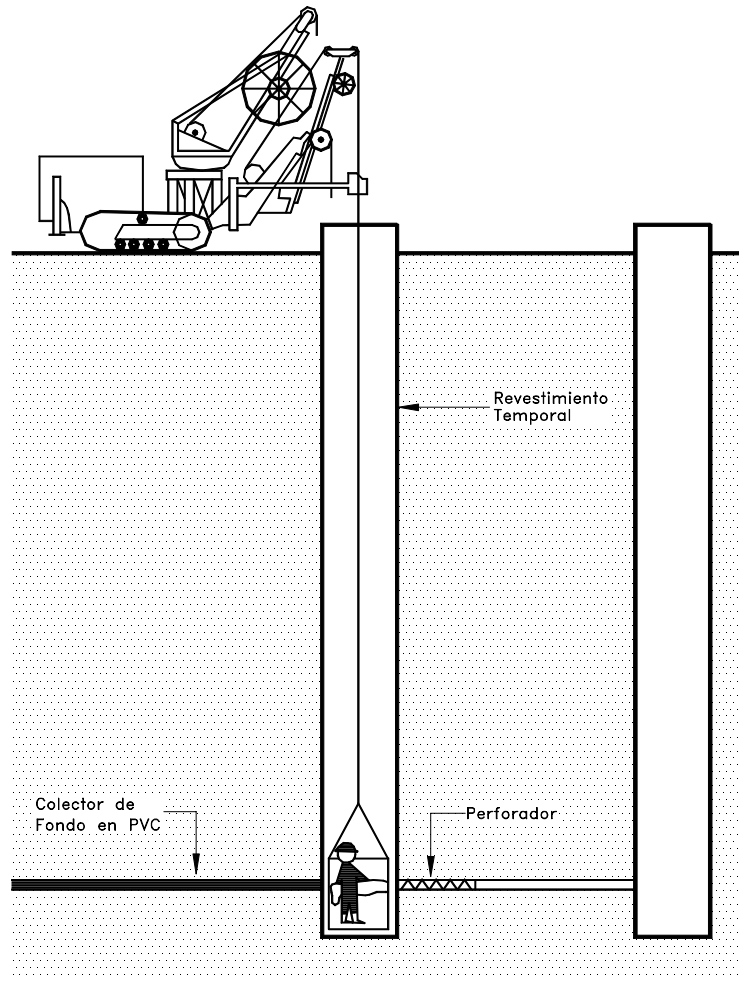


Figura 13.27 Construcción de ductos de conexión entre pozos verticales.

La utilización de grupos de pozos verticales que drenan por gravedad ha aumentado en los últimos años debido a que adicionalmente al efecto de drenaje, ayudan al control de asentamientos de consolidación en los casos de terraplenes sobre suelos blandos (Holtz, 1991). El sistema consiste en la construcción de drenes horizontales que interceptan el sector inferior de los pozos verticales. Esta tecnología ha sido utilizada con éxito en Italia (Bruce, 1992). La tecnología Rodren aplicada en Italia, consiste en pozos verticales de diámetros entre 1.5 y 2.0 metros espaciados 5 a 8 metros e interconectados

en su base por un tubo colector. Los drenes colectores se instalan mediante la perforación de drenes horizontales dentro del diámetro del pozo vertical. Este sistema de drenaje permite drenar a grandes profundidades sin la necesidad de perforar zanjas continuas y es accesible para inspección y mantenimiento. Generalmente, en el sistema de drenaje algunos pozos son utilizados para drenaje, los cuales se llenan con material filtrante y otros para inspección y mantenimiento. Beer (1992), reporta un caso en el cual se instalaron sistemas de Drenaje Rodren a profundidades de 52 metros con espaciamientos entre pozos de 15 metros.

El pozo es perforado mediante un equipo estándar para la construcción de pilas. En ocasiones se pueden requerir entibados para prevenir el derrumbe de las paredes o la colocación de una pared metálica o tubo vertical.

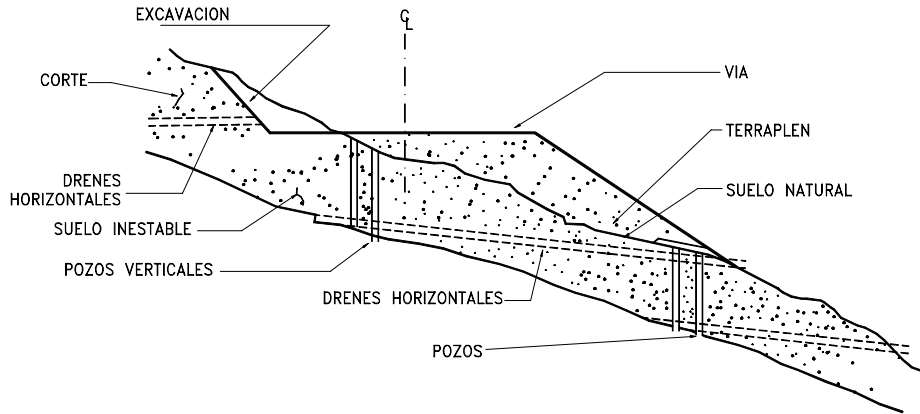


Figura 13.28 Combinación de pozos verticales y subdrenes horizontales.

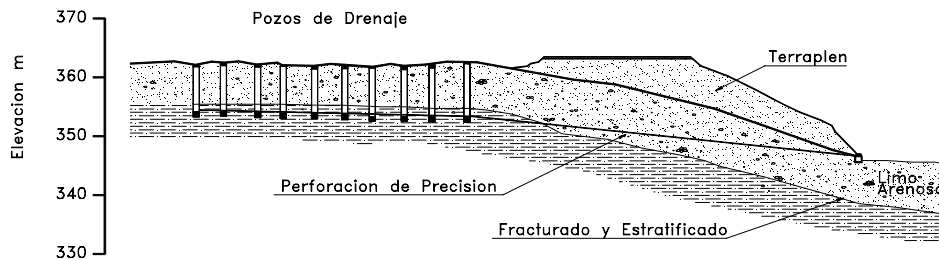


Figura 13.29 Pozos verticales conectados con ductos horizontales de PVC para drenaje (Colotta 1988).

Una tecnología similar consistente en caissons acampanados conjuntamente con drenes horizontales también ha sido utilizada (Woodward Clyde Consultants, 1994). Las excavaciones se llenan con material de filtro. En ocasiones se construyen en tal forma que las puntas de las campanas se intercepten para producir un drenaje entre campana y campana.

La utilización de drenes verticales utilizando bombeo, aunque es utilizada universalmente presenta los problemas de mantenimiento y operación del sistema de drenaje. El uso de sistemas de sifón para drenaje de los pozos verticales también ha sido utilizado pero existen dudas serias sobre su funcionalidad con el tiempo.

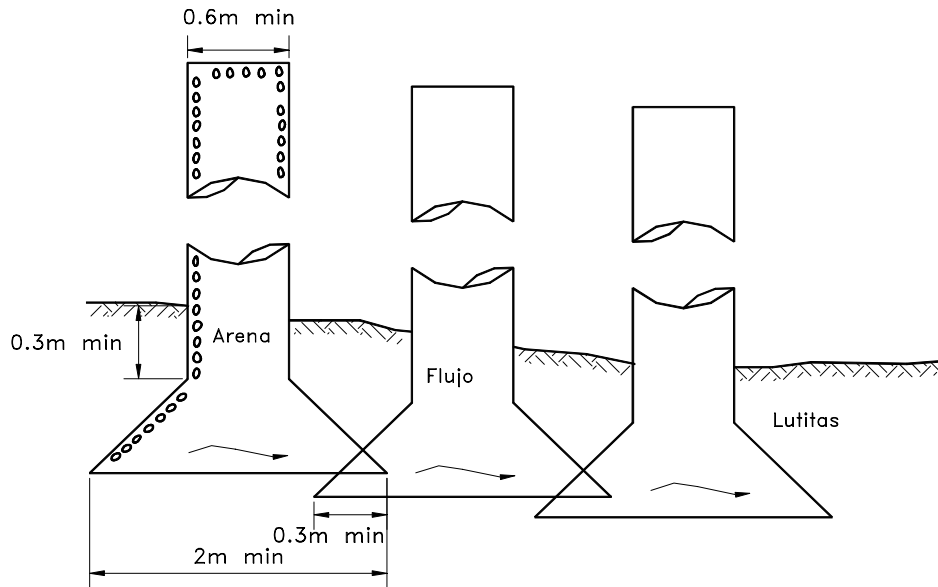


Figura 13.30 Pozos verticales acampanados que se traslapan en el pie (Colorado Department of Transportation).

13.10 SUBDRENAJE DE ESTRUCTURAS DE CONTENCION

Con excepción de las paredes para sótanos que se diseñan para resistir presiones del agua, es una práctica necesaria de ingeniería construir un subdrenaje adecuado detrás de los muros (Figura 13.31). El sistema de drenaje debe diseñarse para el flujo esperado sin que se presente taponamiento del sistema. Para prevenir el taponamiento debe utilizarse un material de filtro de acuerdo al tipo de suelo detrás del muro. El sistema de drenaje puede consistir en colchones de drenaje, pantallas, subdrenes, interceptores o incluso subdrenes horizontales de penetración.

Para los casos en los cuales la pared es impermeable como sucede con los muros de concreto, se deben construir huecos de drenaje o lloraderos para impedir que se genere presión de poros exagerada detrás de la pared. Los lloraderos normalmente tienen un diámetro de 75 mm y un espaciamiento no mayor de 1.5 metros horizontalmente y un metro verticalmente. La hilera más baja de lloraderos debe estar aproximadamente a 30 centímetros por encima del pie del muro.

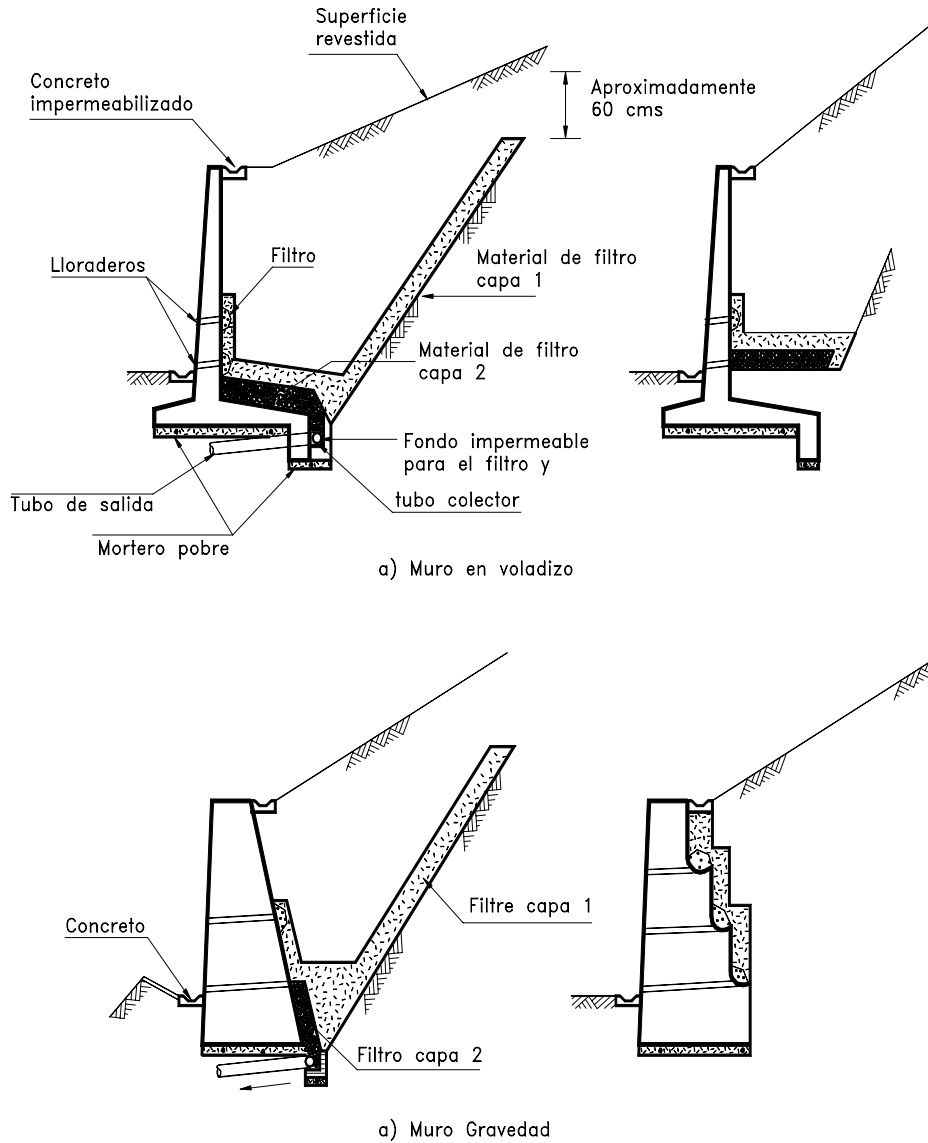


Figura 13.31 Subdrenaje de muros de contención.

La rata de flujo para el diseño del sistema debe calcularse teniendo en cuenta la permeabilidad del suelo o roca que se va a drenar. Como regla general la permeabilidad del filtro debe ser al menos 100 veces la permeabilidad del suelo. Una vez calculado el caudal se debe calcular la sección de los subdrenes utilizando la ley de Darcy. Todos los sistemas de subdrenaje deben diseñarse con factores de seguridad para caudales iguales o superiores a diez, con el objeto de garantizar la efectividad del sistema en el caso de que aparezcan flujos superiores inesperados.

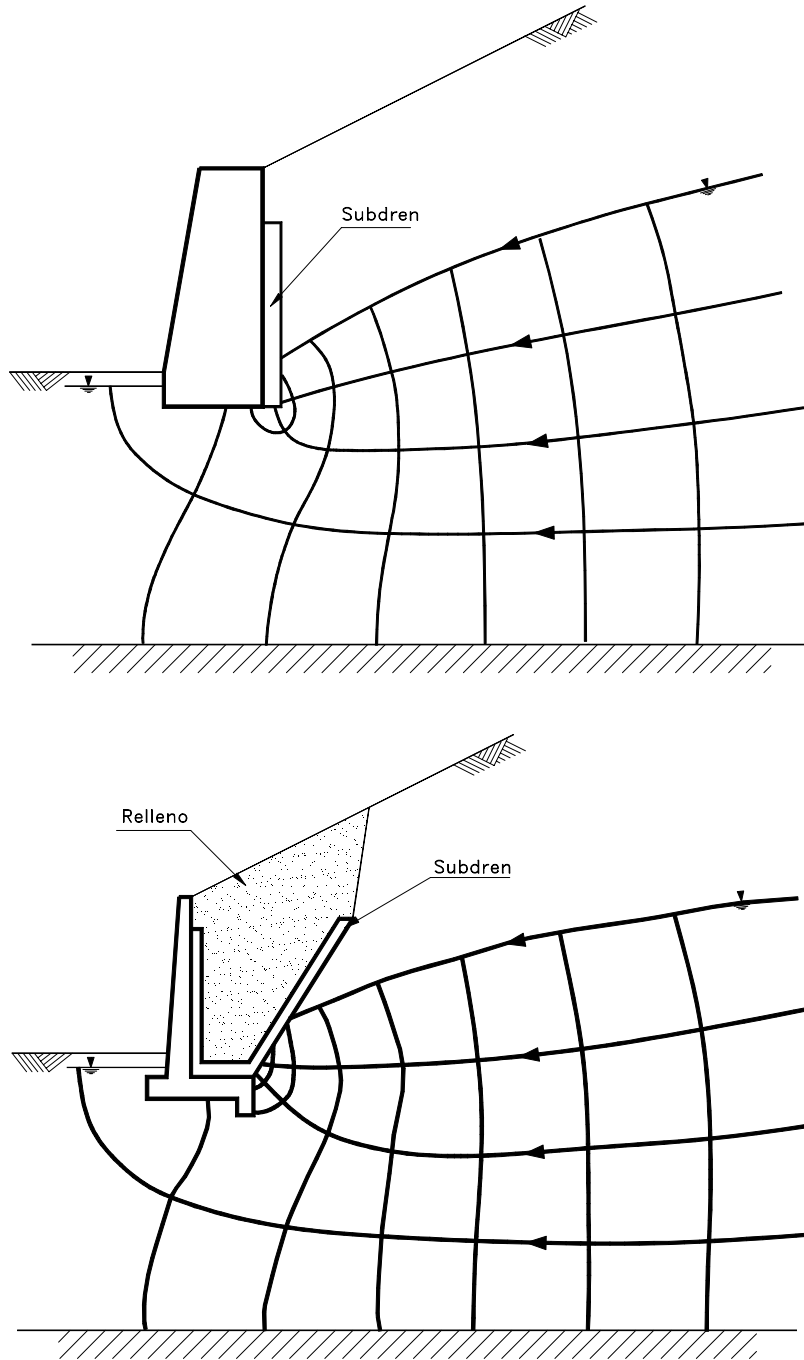


Figura 13.32 Líneas de flujo en subdrenes de muros de contención.

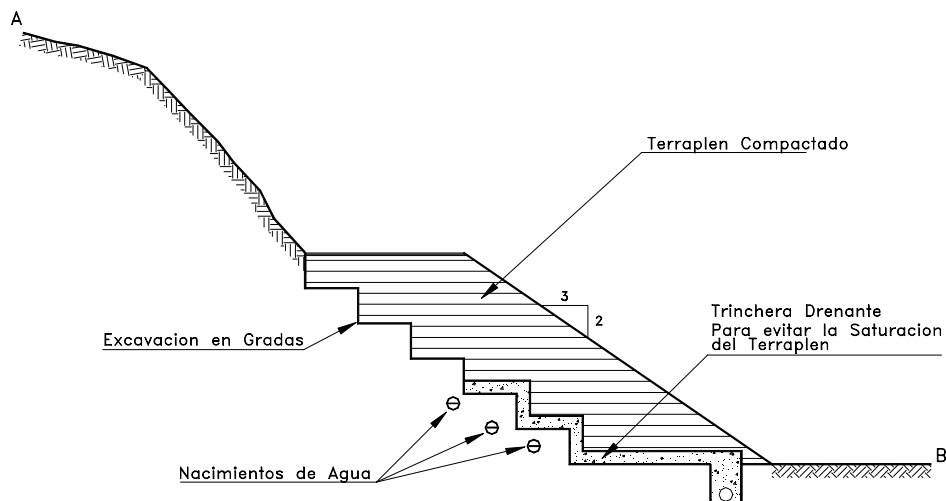


Figura 13.33 Subdrenaje de un terraplén sobre afloramientos de agua.

13.11 DRENAJE POR ELECTROOSMOSIS

Desde el año 1930 el concepto de Electroosmosis fue introducido a la literatura. Aunque este sistema ha sido exitoso, el proceso no ha sido muy utilizado, probablemente por los costos de instalación del sistema y algunas incertidumbres técnicas sobre el proceso. Lo y otros diseñaron electrodos de cobre especiales para prevenir acumulación de gas alrededor del ánodo y permitir el flujo libre de agua desde el cátodo, sin necesidad de bombeo.

REFERENCIAS

- Beer P., Hegg U., Manassero V. (1992) "Landslide stabilization at Ancona, Italy, by deep drainage wells". Proceedings of the sixth international symposium on Landslides, Christchurch, pp. 663-670.
- Bertram G. E. (1940) "An experimental investigation of protective filters". Harvard University. Cambridge. Publ. 267, serie 7.
- Bromhead E.N. (1984) "An analytical solution to the problem of seepage into counterfort drains" Canadian Geotechnical Journal vol. 21 p 657-662.
- Bruce, D.A., (1992). "Two New Specialty Geotechnical Processes for Slope Stabilization", Proceedings: Stability and Performance of Slopes and Embankments – II, ASCE Geotechnical Special Publication No. 31, Berkeley, California, pp. 1,505 – 1,519.
- Choi, E.C.C. (1977) "Seepage around horizontal drains-two and three dimensional finite element analysis". Hong Kong Engineer, Vol. 5, No. 9 pp. 35-39.
- Collota, Manassero T.W. , Moretti P.C., (1988), "An Advanced Technology in deep drainage of slopes". Proc., Fifth international Symposium on landslides, Lausanne, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, Vol.2, pp. 887-892.
- Geotechnical Engineering office (1984) "Geotechnical manual for slopes". Hong Kong, 306 p.
- Geotechnical Engineering office (1993) "Review of granular and geotextile filters". Hong Kong, 141 p.
- Holtz, R.D.M.B. Jamiolkowski, R. (1991). "Prefabricated vertical drains: Design and Performance". CIRIA Series. Butterworth-Heineman, London, 131 pp.

- Kenney, T.C. , Pazin, M. , Choi, W.S. (1977) "Design of horizontal drains for soils slopes". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, pp. 1311-1323.
- Lo K.Y., Inculet. I.I., Ho H.S. (1991). "Electroosmotic strengthening of soft sensitive clays". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 28, pp. 62-73.
- Lo, K.Y., Ho H.S., Inculet I.I. (1991). "Field test of electroosmotic strengthening of soft sensitive clays". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 28, pp. 74-83.
- Prellwitz, R.W. (1978). "Analysis of parallel drains for highway cut-slope stabilization" Proceedings of the sixteenth Annual Engineering Geology and Soils Engineering Symposium, boise, Idaho, pp. 153-180.
- Schuler U., Brauns J. (1992). "Behaviour of coarse and well-graded filters". Proceedings of the first international conference geo-filters. Karlshue-germany. pp. 3-26.
- Terzaghi, K. , Peck R. (1948) " Soil mechanics in engineering practice". John Wiley and Sons, New York.
- Valore C., Farulla C.A. (1996) "Evolution of safety conditions of slopes stabilised by drainage galleries". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp.1817-1822.
- Woodward Clyde Consultants, (1994). "Letter to Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc., concerning remedial measures to repair the landslide at California State Road 4 at Willow Pass."
- Zaradny, H. , Feddes R.A. (1979) "Calculation of non-steady flow towards a drain in saturated-unsaturated soil by finite elements". Agricultural. Water Management. 2:37-53.

14 Estructuras de Contención o anclaje

14.1 INTRODUCCION

El propósito de una estructura de contención es el resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida, y transmitir esas fuerzas en forma segura a la fundación o a un sitio por fuera de la masa analizada de movimiento. En el caso de un deslizamiento de tierra el muro ejerce una fuerza para contener la masa inestable y transmite esa fuerza hacia una cimentación o zona de anclaje por fuera de la masa susceptible de moverse. Las deformaciones excesivas o movimientos de la estructura de contención o del suelo a su alrededor deben evitarse para garantizar su estabilidad.

Deben diferenciarse dos condiciones de diseño de una estructura de contención totalmente diferentes así:

1. Condición de talud estable

Este es el caso típico de muro de contención analizado en los textos de mecánica de suelos y fundaciones. Se supone que el suelo es homogéneo y se genera una presión de tierras de acuerdo a las teorías de Rankine o Coulomb y la fuerza activa tiene una distribución de presiones en forma triangular.

2. Condición de deslizamiento

En el caso de que exista la posibilidad de ocurrencia de un deslizamiento o se trate de la estabilización de un movimiento activo, la teoría de presión de tierras de Rankine o de Coulomb no representa la realidad de las fuerzas que actúan sobre el muro y generalmente el valor de las fuerzas actuantes es muy superior a las fuerzas activas calculadas por teorías tradicionales (Figura 14.1). El hecho de que exista un deslizamiento o un factor de seguridad bajo, equivale a que se han generado en el talud deformaciones que producen un aumento muy grande de fuerzas sobre la estructura a diseñar.

Es común que los muros o estructuras de contención fallen en el caso de deslizamientos a pesar de que fueron diseñados de acuerdo a un procedimiento universalmente aceptado.

El costo de construir una estructura de contención es generalmente, mayor que el de conformar un talud, por lo tanto debe estudiarse con mucho cuidado su efectividad como método de estabilización y durante el diseño debe hacerse todo el esfuerzo por mantener su altura lo más baja posible.

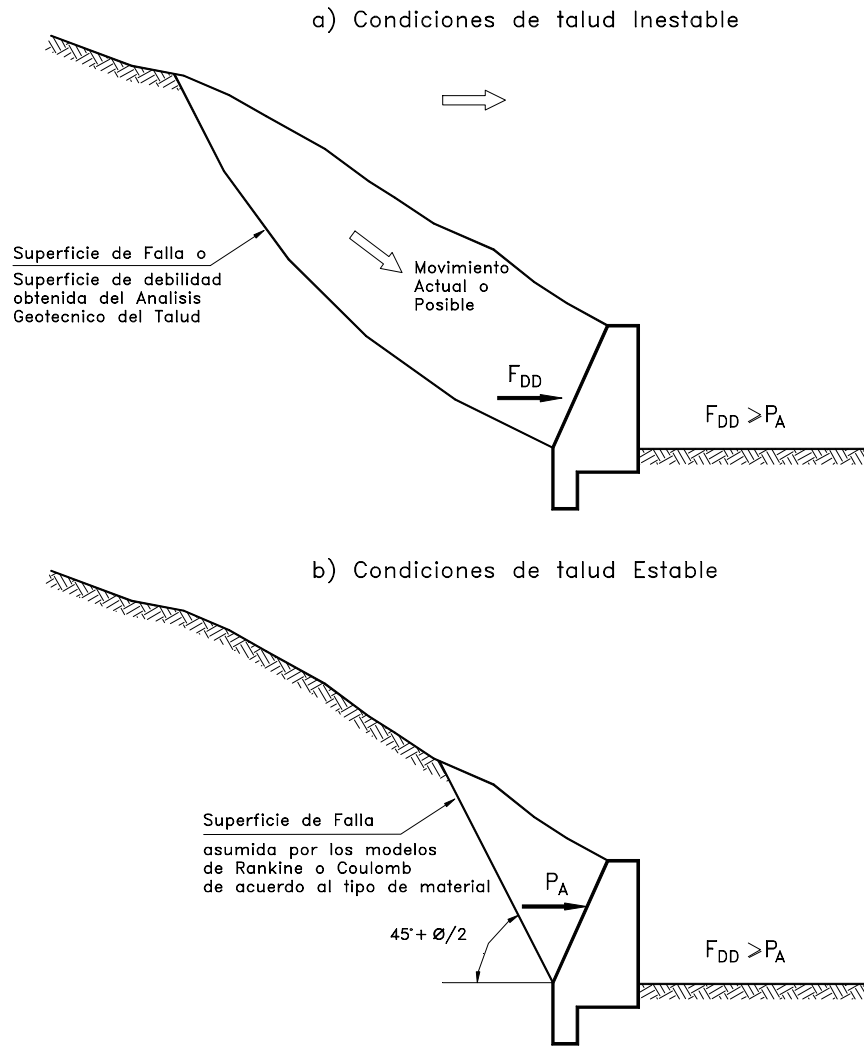


Figura 14.1 Condiciones de diseño para muros de contención

Tipos de Estructura

Existen varios tipos generales de estructura, y cada una de ellas tiene un sistema diferente de transmitir las cargas.

1. Muros masivos rígidos

Son estructuras rígidas, generalmente de concreto, las cuales no permiten deformaciones importantes sin romperse. Se apoyan sobre suelos competentes para transmitir fuerzas de su cimentación al cuerpo del muro y de esta forma generar fuerzas de contención.

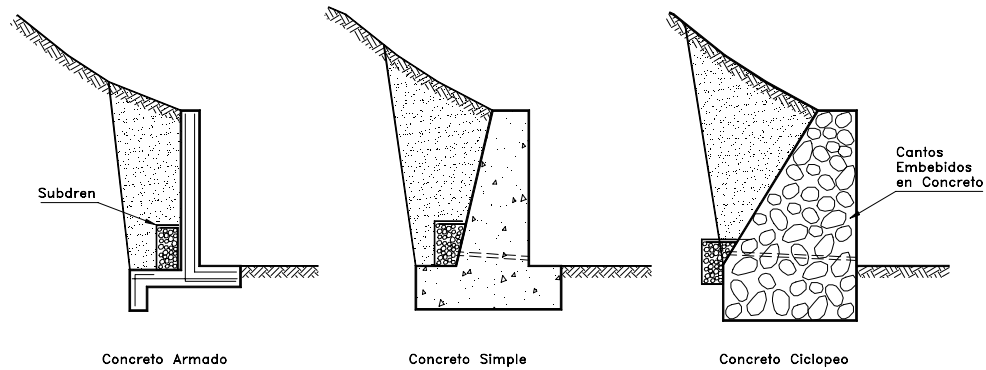


Figura 14.2 Esquema de muros rígidos

Tabla 14.1 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro rígido.

Muro	Ventajas	Desventajas
Reforzado	Los muros de concreto armado pueden emplearse en alturas grandes (superiores a diez metros), previo su diseño estructural y estabilidad. Se utilizan métodos convencionales de construcción, en los cuales la mayoría de los maestros de construcción tienen experiencia.	Requieren de buen piso de cimentación. Son antieconómicos en alturas muy grandes y requieren de formaletas especiales. Su poco peso los hace inefectivos en muchos casos de estabilización de deslizamientos de masas grandes de suelo.
Concreto simple	Relativamente simples de construir y mantener, pueden construirse en curvas y en diferentes formas para propósitos arquitectónicos y pueden colocarse enchapes para su apariencia exterior.	Se requiere una muy buena fundación y no permite deformaciones importantes, se necesitan cantidades grandes de concreto y un tiempo de curado, antes de que puedan trabajar efectivamente. Generalmente son antieconómicos para alturas de más de tres metros.
Concreto ciclópeo	Similares a los de concreto simple. Utilizan bloques o cantos de roca como material embebido, disminuyendo los volúmenes de concreto.	El concreto ciclópeo (cantos de roca y concreto) no puede soportar esfuerzos de flexión grandes.

2. Muros masivos Flexibles

Son estructuras masivas, flexibles. Se adaptan a los movimientos. Su efectividad depende de su peso y de la capacidad de soportar deformaciones importantes sin que se rompa su estructura.

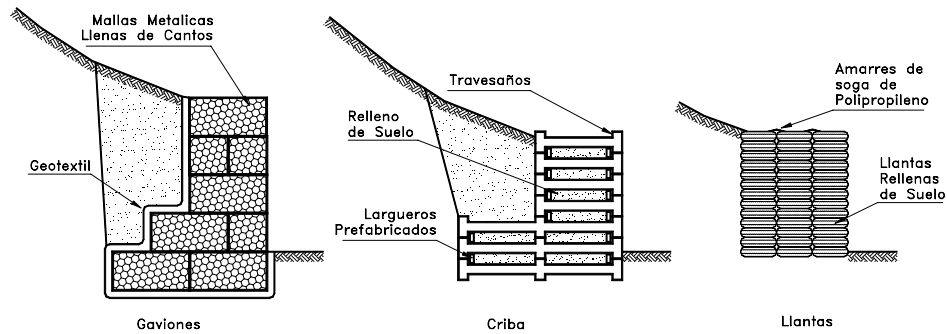


Figura 14.3 Esquema de muros flexibles

Tabla 14.2 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro flexible

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 granitos se requiere cantos o bloques de roca, los cuales no necesariamente están disponibles en todos los sitios. Al amarre de la malla y las unidades generalmente no se le hace un buen control de calidad.
Criba	Simple de construir y mantener. Utiliza el suelo en la mayor parte de su volumen. Utiliza elementos prefabricados los cuales permiten un mejor control de calidad.	Se requiere material granular, autodrenante. Puede ser costoso cuando se construye un solo muro por la necesidad de prefabricar los elementos de concreto armado. Generalmente no funciona en alturas superiores a siete metros.
Llantas (Neusol)	Son fáciles de construir y ayudan en el reciclaje de los elementos utilizados.	No existen procedimientos confiables de diseño y su vida útil no es conocida.
Piedra - Pedraplén	Son fáciles de construir y económicos cuando hay piedra disponible.	Requieren de la utilización de bloques o cantos de tamaño relativamente grande.

3. Tierra Reforzada

Las estructuras de tierra reforzada 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. Internamente deben su resistencia principalmente, al refuerzo y externamente actúan como estructuras masivas por gravedad. Son fáciles de construir. Utilizan el suelo como su principal componente. Puede adaptarse fácilmente a la topografía. Permite construirse sobre fundaciones débiles, tolera asentamientos diferenciales y puede demolerse o repararse fácilmente, pero se requiere espacio disponible superior al de cualquier otra estructura de contención.

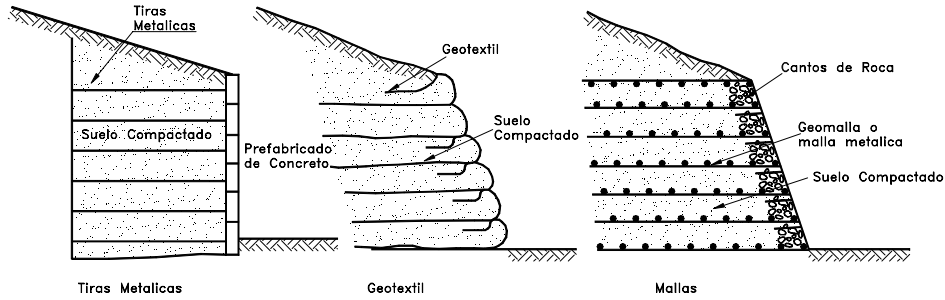


Figura 14.4 Esquema de estructuras de tierra reforzada

Tabla 14.3 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de tierra reforzada.

Tipo	Ventajas	Desventajas
Refuerzo con tiras metálicas	Los refuerzos metálicos le dan rigidez al terraplén y los prefabricados de concreto en su cara de fachada los hace presentables y decorativos. Existen empresas especializadas dedicadas a su construcción.	Las zonas de refuerzo requieren protección especial contra la corrosión. Se requieren características especiales en el relleno utilizado con los elementos de refuerzo. Algunos tipos de muro de tierra armada están cubiertos por patentes.
Refuerzo con geotextil	Son generalmente muy económicos y fáciles de construir.	Son muy flexibles y se deforman fácilmente. Las capas de geotextil se pueden convertir en superficies de debilidad para deslizamientos. El geotextil se descompone con la luz solar.
Refuerzo con malla	La malla le da cierta rigidez al terraplén y las capas no constituyen superficies de debilidad. El efecto de anclaje es mejor.	Dependiendo del material constitutivo la malla puede descomponerse o corroerse.

4. Estructuras ancladas

En las estructuras ancladas se colocan varillas o tendones generalmente, de acero en perforaciones realizadas con taladro, posteriormente se inyectan con un cemento. Los anclajes pueden ser pretensados para colocar una carga sobre un bulbo cementado o pueden ser cementados simplemente sin colocarles carga activa.

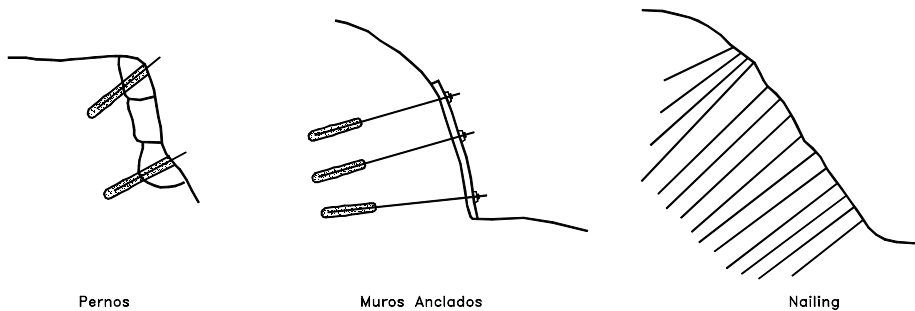


Figura 14.5 Esquema de estructuras ancladas.

Tabla 14.4 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura anclada.

Estructura	Ventajas	Desventajas
Anclajes y pernos individuales	Permiten la estabilización de bloques individuales o puntos específicos dentro de un macizo de roca.	Pueden sufrir corrosión.
Muros Anclados	Se pueden construir en forma progresiva de arriba hacia abajo, a medida que se avanza con el proceso de excavación. Permiten excavar junto a edificios o estructuras. Permiten alturas considerables.	Los elementos de refuerzo pueden sufrir corrosión en ambientes ácidos. Se puede requerir un mantenimiento permanente (tensionamiento). Con frecuencia se roban las tuercas y elementos de anclaje. Para su construcción se puede requerir el permiso del vecino. Su construcción es muy costosa.
Nailing o pilotillos tipo raíz (rootpiles)	Muy eficientes como elemento de refuerzo en materiales fracturados o sueltos.	Generalmente se requiere una cantidad grande de pilotillos para estabilizar un talud específico lo cual los hace costosos.

5. Estructuras Enterradas

Son estructuras esbeltas, las cuales generalmente trabajan empotradas en su punta inferior. Internamente están sometidas a esfuerzos de flexión y cortante.

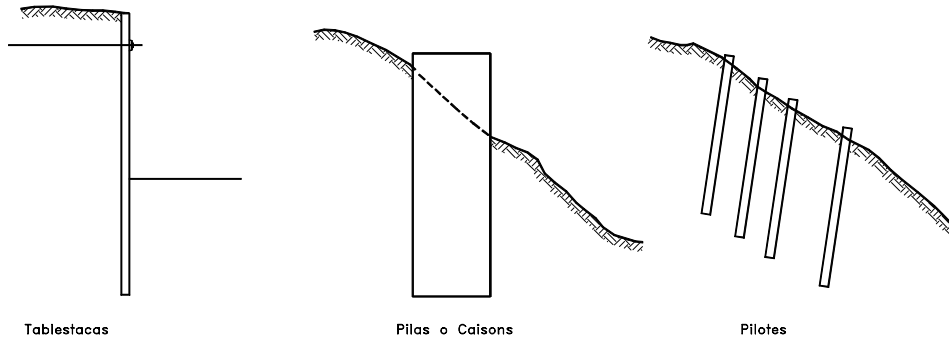


Figura 14.6 Esquema de estructuras enterradas

Tabla 14.5 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura enterrada.

Tablestaca	Su construcción es rápida y no requiere cortes previos. Son de fácil construcción junto a los cuerpos de agua o ríos.	No se pueden construir en sitios con presencia de roca o cantos. Su construcción es muy costosa.
Pilotes	Se pueden construir rápidamente.	Se puede requerir un número grande de pilotes para estabilizar un deslizamiento.
Pilas o Caissons	No se requiere cortar el talud antes de construirlo. Se utilizan sistemas convencionales de construcción. Pueden construirse en sitios de difícil acceso. Varios caissons pueden ser construidos simultáneamente.	Se requieren profundizar muy por debajo del pie de la excavación. Su costo generalmente es elevado. La excavación puede requerir control del nivel freático. Debe tenerse especial cuidado en las excavaciones para evitar accidentes.

Existen otros tipos de muro de contención, los cuales no son analizados en el presente libro, pero que generalmente, se pueden asimilar en su comportamiento a alguna de las estructuras indicadas anteriormente.

Cuando existan varias alternativas de estructuras de contención se debe realizar una comparación económica, basada tanto en los costos iniciales de construcción como en el costo subsecuente de mantenimiento.

Selección del tipo de estructura de contención

Los siguientes factores deben tenerse en cuenta para seleccionar el tipo de muro de contención:

- a. Localización del muro de contención propuesto, su posición relativa con relación a otras estructuras y la cantidad de espacio disponible.
- b. Altura de la estructura propuesta y topografía resultante.
- c. Condiciones del terreno y agua freática.
- d. Cantidad de movimiento del terreno aceptable durante la construcción y la vida útil de la estructura, y el efecto de este movimiento en muros vecinos, estructuras o servicios.
- e. Disponibilidad de materiales.
- f. Tiempo disponible para la construcción.
- g. Apariencia.
- h. Vida útil y mantenimiento

Criterios de Comportamiento

Una estructura de contención y cada parte de esta, requiere cumplir ciertas condiciones fundamentales de estabilidad, rigidez o flexibilidad, durabilidad, etc., durante la construcción y a lo largo de su vida útil y en muchos casos se requiere plantear alternativas para poder cumplir con las necesidades de un proyecto específico. Estas alternativas pueden requerir de análisis y cálculos adicionales de interacción suelo - estructura. En todos los casos el diseño debe ser examinado de una manera crítica a la luz de la experiencia local. Cuando una estructura de contención no satisface cualesquiera de sus criterios de comportamiento se puede considerar que ha alcanzado el "Estado Límite". Durante el período de diseño se deben discutir en toda su extensión todo el rango posible de estados límite.

Las siguientes clases principales de estado límite deben analizarse:

a. Estado límite último

Es el estado en el cual se puede formar un mecanismo de falla, bien sea en el suelo o en la estructura (inclinación o fractura). Para simplicidad en el diseño debe estudiarse el estado inmediatamente anterior a la falla y no el colapso total del muro.

b. Estado límite de servicio

Es el estado en el cual no se cumple un criterio específico de servicio. Los estados límite de servicio deben incluir los movimientos o esfuerzos que hagan ver una estructura deformada o "fea", que sea difícil de mantener o que se disminuya su vida útil esperada. También se debe tener en cuenta su efecto sobre estructuras adyacentes o redes de servicios. Siempre que sea posible, una estructura de contención debe

diseñarse en tal forma que se muestren signos visibles de peligro que adviertan de una falla. El diseño debe evitar que pueda ocurrir falla súbita o rotura, sin que hayan ocurrido previamente deformaciones que indiquen que puede ocurrir una falla.

Se recomienda en todos los casos que las estructuras de contención tengan suficiente “ductilidad” cuando se acerquen a una falla.

Durabilidad y mantenimiento

Una durabilidad inadecuada puede resultar en un costo muy alto de mantenimiento o puede causar que la estructura de contención alcance muy rápidamente su estado límite de servicio o su estado límite último. Por lo tanto, la durabilidad del muro y la vía de diseño junto con los requisitos de mantenimiento deben ser considerados en el diseño, seleccionando adecuadamente las especificaciones de los materiales de construcción, teniendo en cuenta el clima local, y el ambiente del sitio donde se plantea colocar la estructura. Por ejemplo, el concreto, el acero y la madera se deterioran en forma diferente de acuerdo a las circunstancias del medio ambiente reinante.

Estética

Las estructuras de contención pueden ser un detalle dominante de un paisaje urbano o rural y debe realizarse un diseño adecuado para mejorar lo más posible su apariencia, sin que esto lleve a incrementos significantes en su costo.

Además de satisfacer los requerimientos de funcionalidad, la estructura de contención debe mezclarse adecuadamente con el ambiente a su alrededor para complacer las necesidades estéticas del paisaje.

Los aspectos que son importantes con referencia a su impacto estético son:

- a. Altura e inclinación de su cara exterior.
- b. Curvatura en planta. En ocasiones los muros son diseñados con un criterio de muro “ordinario”, cuando con el mismo costo se podría haber construido un muro “elegante”.
- c. Gradiente y conformación de la superficie del terreno aledaño. La cobertura vegetal debe ser un compañero constante de la estructura de contención.
- d. Textura de la superficie de la cara frontal, y la expresión y posición de las juntas verticales y horizontales de construcción.
- e. La corona de la estructura. Todo muro debería llevar un detalle arquitectónico en su corona que sea agradable a la vista.

La mejora del aspecto estético puede lograrse a través de una formaleta-estructura adecuada. En ocasiones diversos tipos de vegetación pueden incorporarse a la estructura para mejorar su apariencia, pero debe tenerse en cuenta que estas plantas no causen un daño al muro, a largo plazo. El consejo de un Arquitecto paisajista debe ser buscado para lograr efectos especiales.

Procedimientos de construcción

Es importante para la seguridad y economía, que los diseñadores de estructuras de contención tengan especial consideración con los métodos de construcción y los materiales a ser utilizados. Esto ayudará a evitar diseños peligrosos y puede resultar en economía significativa. Generalmente, se pueden lograr ahorros incorporando en parte los trabajos temporales dentro de la estructura permanente.

Selección y características del relleno

La escogencia del material de relleno detrás de una estructura de contención depende de los materiales disponibles, las condiciones del sitio la carga que se vaya a colocar sobre el relleno y el tipo de muro. El relleno ideal generalmente, es un material drenante, durable, de alta resistencia y rígido que esté libre de materiales indeseables. Sin embargo la escogencia final del material depende de su costo y disponibilidad contra el costo de utilizar materiales de menor calidad pero de comportamiento aceptable.

El relleno detrás de un muro generalmente no debe contener:

Turba, material vegetal, maderas, materiales orgánicos o degradables, materiales tóxicos, materiales susceptibles a combustión, caucho, metales, plásticos o materiales sintéticos, lodo, arcillas expansivas, suelos colapsibles o materiales solubles.

También el relleno no debe ser químicamente agresivo; por ejemplo la presencia de sulfatos en los suelos puede acelerar el deterioro del concreto o el acero.

Colocación y compactación del relleno.

Todos los materiales que se coloquen detrás de estructuras de contención, incluyendo los filtros, deben ser compactados.

Al especificar el grado de compactación del relleno y de los filtros, debe tenerse en consideración las funciones que estos materiales van a cumplir. Entre mayor sea el grado de compactación la resistencia al cortante es mayor y el relleno es más rígido, pero la permeabilidad es menor.

Generalmente se especifica que la densidad debe cumplir una especificación del 90% de la densidad Proctor modificado para el nivel de los 1.5 metros más alto del relleno y del 95% cuando se requiere pavimentar la superficie arriba del muro.

Debe tenerse en cuenta que la compactación produce presiones mayores sobre la estructura, por lo tanto el efecto de la compactación debe tenerse en cuenta en el diseño.

Debe demostrarse durante la etapa de diseño o antes de la construcción que los materiales a utilizar cumplen con la especificación. El diseñador debe especificar muy claramente el tipo, número y frecuencia de los ensayos de calidad, permitiendo que los ensayos puedan ser aumentados durante la construcción de acuerdo a la heterogeneidad de los materiales y al tamaño del muro.

Cuando el Contratista suministra el material el costo del relleno pueden minimizarse si se le permite una gama amplia de materiales, particularmente cuando materiales de buena calidad pueden encontrarse en la vecindad del sitio de trabajo, por lo tanto la especificación de los rellenos no debe ser demasiado restrictiva. El uso de rellenos de arcilla no es recomendable debido a los problemas asociados con expansión contracción, y consolidación pero a menudo son los únicos materiales disponibles. Los rellenos de limos uniformes no deben usarse porque esos materiales son prácticamente imposibles de compactar. Los rellenos compuestos de suelos finos, requieren de un drenaje adecuado para evitar la formación de presiones altas de poros. El relleno compuesto de roca fracturada es un material muy bueno para su uso como relleno de muros de contención. Generalmente, deben preferirse los materiales bien gradados y con pocas cantidades de finos.

El movimiento o migración de finos debe prevenirse y puede requerirse la construcción de filtros diseñados específicamente para prevenir que el suelo atraviese los enrocados.

Se requieren materiales de drenaje libre para llenar las canastas de los gaviones y el interior de los muros criba. Deben establecerse especificaciones particulares para el relleno de estructuras de concreto armado las cuales son muy sensibles a cualquier cambio en las fuerzas generadas por el relleno.

Método de construcción

La secuencia y método de construcción generalmente es determinado por el contratista sin embargo, hay ocasiones donde un método determinado de construcción o secuencia de operación debe indicarse en el diseño. En esos casos es necesario chequear que el método y las consecuencias de operación no son riesgosos por sí mismas.

En todos los casos debe establecerse una especificación en tal forma que el Interventor pueda comprobar su cumplimiento durante la construcción. Las tolerancias del muro terminado deben ser especificadas y estas deben tener en cuenta los posibles métodos de construcción, así como cualquier movimiento de asentamiento, etc., que pueda ocurrir durante el periodo constructivo.

Los procesos de excavación, relleno, bombeo del agua freática, etc., deben organizarse para evitar poner en peligro la estabilidad y reducir la resistencia de los elementos de la estructura, por ejemplo en el caso de un muro de contención diseñado para ser soportado lateralmente en su cabeza no debe permitirse el relleno hasta que este soporte haya sido construido.

Alternativamente la estructura debe diseñarse para las condiciones de carga que va a soportar durante el periodo de la construcción y deben indicarse las cargas permisibles durante este periodo.

Obras temporales

La influencia de obras temporales deben tenerse en cuenta en el diseño, por ejemplo el ángulo del talud seleccionado para la excavación temporal detrás del muro, puede afectar las presiones de tierra dependiendo de las resistencias del suelo del sitio y del relleno. En materiales blandos o sueltos puede ser más económico remplazarlos que construir un muro para resistir los altos empujes que ellos producen.

Las excavaciones requeridas para la construcción de una estructura de contención deben ser especificadas en el diseño y deben tener una estabilidad adecuada. Adicionalmente estas excavaciones no deben producir movimientos inaceptables en estructuras cercanas o redes de servicios. La superficie de los taludes temporales también debe ser protegida contra la erosión. Cuando los taludes temporales son altos (más de 7.5 metros) deben construirse bermas intermedias. Cualquier material blando en la interface entre el suelo del sitio y el relleno debe ser removido antes de iniciar el proceso de compactación.

Las excavaciones temporales que requieran soporte o entibado deben ser diseñadas adecuadamente y la secuencia de construcción debe ser cuidadosamente planeada. Se debe garantizar la estabilidad de cada etapa de la construcción y los diseños deben estar indicados en los planos de construcción.

Cuando el soporte lateral de la excavación sea retirado debe tenerse en cuenta que el proceso de relleno haya avanzado lo suficientemente para garantizar la estabilidad del talud.

Durante el proceso de excavación debe tenerse en cuenta el efecto del tráfico de vehículos, la exposición al clima, los movimientos sísmicos, etc. En algunos casos se puede requerir la construcción de muros provisionales en concreto o pantallas de concreto lanzado.

Es común que el control inadecuado del agua freática durante la construcción induce fallas en los taludes o produce debilidad de las fundaciones de los muros de contención por lo tanto deben diseñarse medidas para el control del agua freática.

Las excavaciones en suelos compresibles pueden producir el levantamiento del fondo de la excavación, lo cual puede a su vez producir asentamientos diferenciales del muro de contención.

Debe tenerse especial cuidado al controlar el nivel freático, que el drenaje puede producir asentamiento en las estructuras cercanas o en las redes de servicios, produciendo su rotura la cual a su vez puede traer como consecuencia la falla de la estructura de contención.

Excavaciones para colocar ductos después de construida la estructura

Es muy común que después de construido un muro se construya redes de servicios junto a las estructuras de contención utilizando zanjas. Por ejemplo, a lo largo de las carreteras se construyen gasoductos o poliductos enterrados entre la vía y los muros de contención.

Una recomendación prudente de diseño es que en los muros junto a las carreteras o calles debe asumirse en el diseño que algún día se va a construir una zanja de al menos un metro de profundidad en su pie.

Es recomendable que la mínima profundidad de cimentación de todo muro de contención sea de un metro por debajo del nivel del suelo en su pie para evitar que al construir zanjas para servicios el muro quede en el aire. En un muro empotrado la resistencia pasiva debe reducirse en el diseño para tener en cuenta la posibilidad de excavaciones de redes de servicios.

Manejo de los modelos matemáticos de análisis y diseño

Un modelo de cálculo generalmente consiste de un método de análisis basado en una teoría y un modelo de modificación de los resultados del análisis para asegurarse que los cálculos son ciertos.

Cargas a tener en cuenta en el análisis

Para cada situación de diseño deben obtenerse las cargas concentradas o distribuidas que pueden afectar la estructura de contención tales como peso del suelo, la roca y el agua, presiones de tierra, presiones estáticas de agua, presiones dinámicas del agua, sobrecarga y cargas sísmicas.

Adicionalmente, deben determinarse las cargas relacionadas con factores geológicos tales como la reptación del talud, la disolución de la roca, el colapso de cavernas; y de las actividades del hombre como excavaciones y uso de explosivos en sitios cercanos, así como el efecto de temperatura en áreas industriales y fundaciones de máquinas.

Es necesario algunas veces analizar las diversas combinaciones posibles de cargas y diseñar para la condición más crítica.

Para determinar las cargas debe tenerse una información muy clara de la geometría del talud, la geometría del modelo geológico y los niveles de excavación, así como los parámetros geotécnicos tales como peso unitario, resistencia al corte, permeabilidad, esfuerzos en el sitio, parámetros de deformación de la roca y el suelo.

Factores de seguridad

La calidad de un diseño depende no solamente del factor de seguridad asumido sino también del método de análisis los modelos de cálculo, el modelo geológico, los parámetros geotécnicos y la forma como se definen los factores de seguridad; por lo tanto, los factores de seguridad por sí solos no representan una garantía para la estabilidad de la estructura de contención.

Debe observarse que los factores de seguridad no cubren los errores y el no-cumplimiento de las especificaciones de construcción, equivocaciones en el cálculo de las cargas, la utilización del método de análisis equivocado, las diferencias de la resistencia de los materiales en el laboratorio y en el campo y el nivel de supervisión o Interventoría.

Tabla 14.6 Factores de seguridad mínimos en las cargas para el diseño suponiendo estado límite último

Carga	Factor de seguridad mínimo recomendado (Mayoración)
Carga muerta debida al peso del muro	1.0
Carga muerta debida al peso del suelo.	1.0
Sobrecarga	1.5
Carga sísmica	1.0
Carga de agua	1.0
Peso unitario	1.0
Angulo de fricción en la base δ	1.2
Resistencia al cortante drenada $c' - \phi'$	1.2
Resistencia al cortante no drenada $c - \phi$	2.0
Permeabilidad del suelo	1.0
Permeabilidad de filtros y drenajes	10.0
Resistencia a la compresión de la roca	2.0
Peso unitario del agua	1.0
Pesos unitarios estructura (concretos, aceros, etc.)	1.0
Resistencia de la estructura	Los indicados en la normas de diseño para cada tipo de estructura

Investigación del sitio y elaboración del Modelo Geológico para el diseño de muros

El estudio geotécnico debe establecer si el sitio tiene las condiciones de estabilidad suficientes para el tipo de estructura de contención considerada en el diseño, incluyendo estabilidad general, aptitud de la fundación y de los materiales para el relleno. Un diseño preliminar del muro es en ocasiones útil para identificar los parámetros que se requiere conocer en el estudio geotécnico.

La investigación debe identificar las condiciones específicas de drenaje subterráneo y superficial en la vecindad del sitio y la manera como este cambia con el tiempo, por ejemplo en el momento de una lluvia fuerte. En algunos casos de estructuras de

contención utilizando elementos metálicos como las tablestacas o los gaviones, debe analizarse las características químicas del agua, por ejemplo salinidad, contenido de sulfatos y PH.

Parámetros geotécnicos

Los parámetros geotécnicos deben ser representativos de las condiciones reales del suelo o roca en el sitio y para que esto ocurra se debe haber realizado una investigación geotécnica completa.

Para muros de altura de menos de tres metros es usual el seleccionar parámetros para el relleno y para el suelo de cimentación sobre las bases de resultados previos en materiales similares. Los materiales deben ser examinados cuidadosamente y descritos, especialmente aquellos sobre los cuales se plantea cimentar el muro. Se deben realizar ensayos de clasificación y otras propiedades de los materiales para comprobar que los parámetros asumidos son consistentes con los tipos de material encontrado.

Para estructuras de alturas mayores a seis metros los parámetros geotécnicos deben ser determinados en ensayos de laboratorio, de muestras tomadas en el sitio, adicionalmente a la descripción detallada de los materiales; y para muros de altura intermedia la necesidad de los ensayos de laboratorio depende de la importancia del muro.

Se debe realizar un suficiente número de ensayos para los resultados sean representativos de la variación de las propiedades de los materiales. En lo posible se deben evitar las relaciones empíricas, aunque en algunas ocasiones para diseños preliminares estas son una herramienta adecuada.

Los diseñadores deben mirar siempre con un ojo crítico las descripciones de los estudios geotécnicos porque en ocasiones la descripción no corresponde a la realidad en el campo. Cuando se tenga duda el diseñador debe examinar directamente las muestras o consultar a las personas que realizaron la investigación.

Errores en el muestreo pueden afectar la representatividad de los resultados. Por ejemplo: como es difícil ensayar los materiales blandos o quebradizos generalmente, las muestras se preparan con los bloques más fuertes de material y los resultados dan valores de resistencia mayores a los reales. El mismo problema pero en sentido inverso ocurre cuando las muestras tienen proporción importante de grava o cantos, y generalmente se ensayan los bloques que tienen muy pocas o ninguna partícula gruesa, dando valores de resistencia menores que el promedio que el suelo del sitio.

En ocasiones las muestras compactadas se ensayan a densidades diferentes a las que realmente van a tener en el campo.

Siempre que sea posible los parámetros a utilizar deben ser comparados con los conocidos de los materiales del área y examinar el por que de las desviaciones con referencia a los valores previamente conocidos.

Determinación de los parámetros de diseño

Cada parámetro a utilizar debe analizarse cuidadosamente con relación al comportamiento del muro durante la construcción y durante su vida útil. Muchos parámetros geotécnicos no son constantes; por ejemplo los parámetros de resistencia al cortante, y puede ser necesario seleccionar un grupo de parámetros para los diferentes

estados límites y situaciones de diseño. Por ejemplo, diferentes valores de resistencia pueden requerirse cuando se está analizando la falla potencial al cortante en un suelo que contiene juntas o fracturas heredadas dependiendo de si la superficie de falla detrás del muro sigue las juntas o el material intacto. También deben seleccionarse valores límite altos y bajos para el cálculo de las cargas y las resistencias.

Los parámetros seleccionados deben basarse teniendo en cuenta factores tales como calidad del estudio geotécnico, métodos de ensayo, variabilidad de los materiales, efectos de la actividad de la construcción, efecto del tiempo, etc.

Algunos parámetros afectan considerablemente el diseño y el diseñador debe tener especial cuidado en comprobar la confiabilidad de los parámetros seleccionados. En el caso de que no haya confianza completa, deben utilizarse valores razonablemente conservativos.

Tabla 14.7 Valores típicos de parámetros geotécnicos en suelos compactados

Suelo	Peso unitario (kN/m ³)	Peso unitario seco (kN/m ³)	Angulo de fricción ϕ'	Cohesión c' (kPa)	Permeabilidad K(m/s)
Granito completamente descompuesto	19 - 21	15 - 19	38 ⁰ - 42 ⁰	0 - 5	10 ⁻⁶ - 10 ⁻⁷
Roca volcánica completamente descompuesta.	18 - 21	15 - 19	35 ⁰ - 38 ⁰	0 - 5	10 ⁻⁶ - 10 ⁻⁸
Roca triturada o aluviones limpios	18 - 21	18 - 21	45 ⁰ - 50 ⁰	0	10 ⁻² - 10 ⁻⁴
Materiales arcillosos (lutita descompuesta)	15 - 18	13 - 16	20 ⁰ - 30 ⁰	5 - 10	10 ⁻⁶ - 10 ⁻⁹
Materiales arenoarcillosos (arenisca descompuesta)	19 - 21	15 - 19	38 ⁰ - 42 ⁰	0 - 8	10 ⁻⁵ - 10 ⁻⁷
Suelos aluviales arenoarcillosos	15 - 21	13 - 19	26 ⁰ - 40 ⁰	0 - 10	10 ⁻³ - 10 ⁻⁷

Tabla 14.8 Valores típicos de parámetros geotécnicos en suelos in situ

Suelo	Peso unitario (kN/m ³)	Peso unitario seco (kN/m ³)	Angulo de fricción ϕ'	Cohesión c' (kPa)	Permeabilidad K(m/s)
Granito descompuesto	16 - 21	14 - 19	35 ⁰ - 44 ⁰	5 - 15	10 ⁻⁵ - 10 ⁻⁷
Materiales volcánicos descompuestos	16 - 21	14 - 19	32 ⁰ - 38 ⁰	5 - 10	10 ⁻⁵ - 10 ⁻⁷
Coluviones (matríz)	15 - 21	13 - 19	26 ⁰ - 40 ⁰	0 - 10	10 ⁻⁴ - 10 ⁻⁷
Suelos arenoarcillosos	16 - 21	14 - 19	30 ⁰ - 40 ⁰	5 - 15	10 ⁻⁴ - 10 ⁻⁷
Suelos arcillosos	15 - 18	13 - 16	20 ⁰ - 28 ⁰	5 - 10	10 ⁻⁶ - 10 ⁻⁹

Las propiedades para suelos compactados deben determinarse de muestras de ensayos de compactación en el campo o en su defecto por los correspondientes en el laboratorio. Para ensayos sobre suelos in situ deben tomarse muestras inalteradas y en algunos casos deben realizarse en el sitio para evitar alteración en la toma de muestra.

Fricción Suelo-Estructura

La fricción que se genera entre un suelo y un material de la superficie de la estructura depende del tipo de suelo, material de la estructura, tipo de estructura y tipo de presión generada en la interface.

Se deben tener en cuenta tres condiciones diferentes:

1. Fricción Estructura-cimentación

La fricción suelo - muro, es la componente tangencial de una fuerza resistente que se genera en la interfase entre el suelo de fundación y el material de la estructura, aunque los valores de la fricción suelo muro δ generalmente, se obtiene como una función del ángulo de fricción del suelo, deben tenerse en cuenta que no son una propiedad del material.

Tabla 14.9 Rango de valores típicos de la fricción suelo - material para la cimentación

Material	δ_s para cimientos
Concreto liso	0.8 a 0.9 ϕ'
Concreto rugoso	0.9 a 1.0 ϕ'
Bloques de mampostería lisa	0.5 a 0.7 ϕ'
Bloque de mampostería rugosa	0.9 a 1.0 ϕ'
Acero liso	0.5 a 0.6 ϕ'
Acero rugoso	0.7 a 0.8 ϕ'
Geotextil	0.5 a 0.9 ϕ'
Gaviones	0.9 a 1.0 ϕ'

Tabla 14.10 Valores máximos de ángulo de fricción suelo - estructura para presión activa

Tipo de estructura	δ Máximo Presión activa
Muro criba, gaviones, y muros completamente empotrados.	$+ \phi' / 2$
Sobre paredes virtuales en muros empotrados (T invertida).	$+ \phi' / 2$ ó el ángulo de la pared, cualquiera que sea menor.
Paredes de muros de gravedad o muros en L y muros sobre pilotes o caissons.	$+ 2 \phi' / 3$

Tabla 14.11 Fricción suelo - muro para presión pasiva

Tipo de estructura	δ máximo Presión pasiva	
	Suelo suelto	Suelo denso
Muros que se mueven muy poco	0	$- \delta_s / 2$
Tablestacas o muros sobre suelos sueltos que se asientan o se inclinan	$-2\delta_s / 3$	$-2\delta_s / 3$
Muros cuya estabilidad depende principalmente, en la presión pasiva y que pueden hundirse.	0	0
NOTA: δ_s es el ángulo de fricción suelo muro recomendado para cimientos		

2. Fricción en la pared para presión activa

La fricción positiva solamente será movilizada en su estado activo cuando el suelo retenido trata de moverse hacia abajo relativamente a la pared.

3. Fricción suelo - muro para presión pasiva

La fricción suelo - muro solamente será movilizada en el estado de presión pasiva cuando el suelo en la zona pasiva tiende a moverse hacia arriba relativamente a la pared.

14.2 MUROS RIGIDOS

La utilización de muros rígidos es una de las formas más simples de manejar cortes y terraplenes. Los muros rígidos actúan como una masa relativamente concentrada que sirve de elemento contenedor a la masa inestable.

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

Ocurre con frecuencia que un deslizamiento de rotación, en donde la fuerza actuante en el pie tiene una componente vertical importante hacia arriba, levante el muro y son muchos los casos conocidos de fracasos en el empleo de muros para controlar deslizamientos rotacionales.

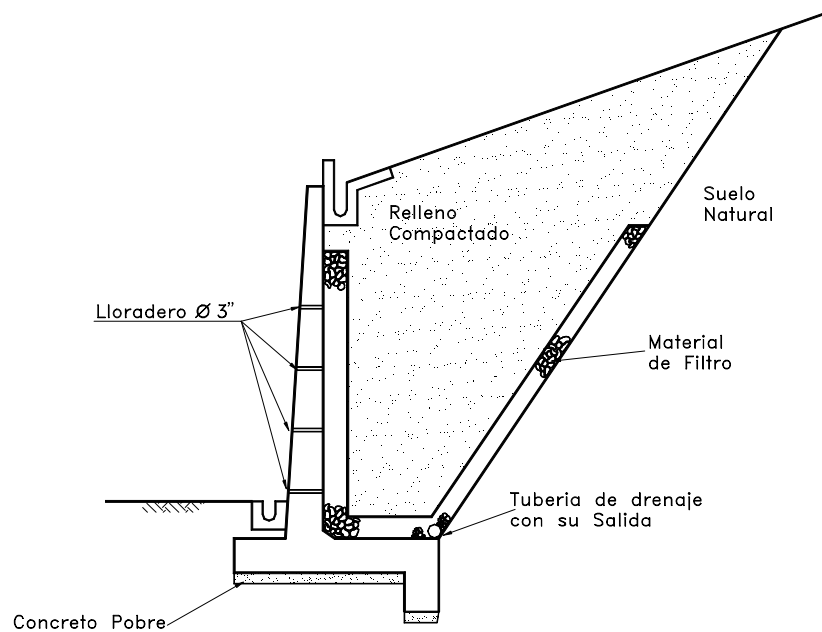


Figura 14.7 Esquema típico de un muro de concreto armado con su sistema de subdrenaje

En el caso de deslizamientos de traslación, el muro puede representar un buen sistema de estabilización siempre que esté cimentado por debajo de posibles o reales superficies de falla y se diseñe para que sea capaz de resistir las cargas de desequilibrio debidas al deslizamiento, adicionadas por un factor de seguridad que se recomienda no sea inferior a 2.0.

Muros de concreto Reforzado

Una estructura de concreto reforzado resiste movimientos debidos a la presión de la tierra sobre el muro. El muro a su vez se apoya en una cimentación por fuera de la masa inestable.

Existen los siguientes tipos de muro reforzado:

1. Muros empotrados o en cantiliber, en forma de L o T invertida, los cuales tienen una placa semivertical o inclinada monolítica con otra placa en la base.
2. Muros con contrafuertes, en los cuales la placa vertical o inclinada está soportada por contrafuertes monolíticos que le dan rigidez y ayudan a transmitir la carga a la placa de cimentación.
3. Muros con estribos, en los cuales adicionalmente a la placa vertical y la placa de cimentación y los contrafuertes, se construye una placa superior sub-horizontal que aumentan la rigidez y capacidad para soportar momentos.

En la mayoría de los casos se colocan llaves o espolones de concreto debajo de la placa de cimentación para mejorar la resistencia al deslizamiento.

Una pared en concreto reforzado es generalmente, económica y viable para alturas hasta de 8 metros. Para alturas mayores el espesor de la placa semi-vertical aumenta en forma considerable y el muro se vuelve muy costoso.

Debe tenerse en cuenta que, la utilización de contrafuertes o estribos generalmente disminuye el costo comparativamente con un muro empotrado en L o T invertida.

La pendiente de la pared de fachada debe dársele una inclinación ligera para evitar la sensación visual de que el muro se encuentra inclinado. Generalmente, se recomienda una pendiente de 1 en 50.

El diseño de un muro en concreto armado incluye los siguientes aspectos:

1. Diseño de la estabilidad intrínseca del muro para evitar volcamiento o deslizamiento sobre el suelo de cimentación.
2. Diseño de la estabilidad general del talud o cálculo del factor de seguridad incluyendo la posibilidad de fallas por debajo de la cimentación del muro.
3. Diseño de las secciones y refuerzos internos para resistir momentos y cortantes.
4. Cálculo de capacidad de soporte de la cimentación.

Para el diseño estructural se supone que la placa vertical del muro se encuentra totalmente empotrada en la placa de cimentación. La Oficina de Control Geotécnico de Hong Kong recomienda que en todos los casos de muro de concreto armado se utilicen presiones de reposo para el cálculo de las fuerzas sobre las paredes del muro.

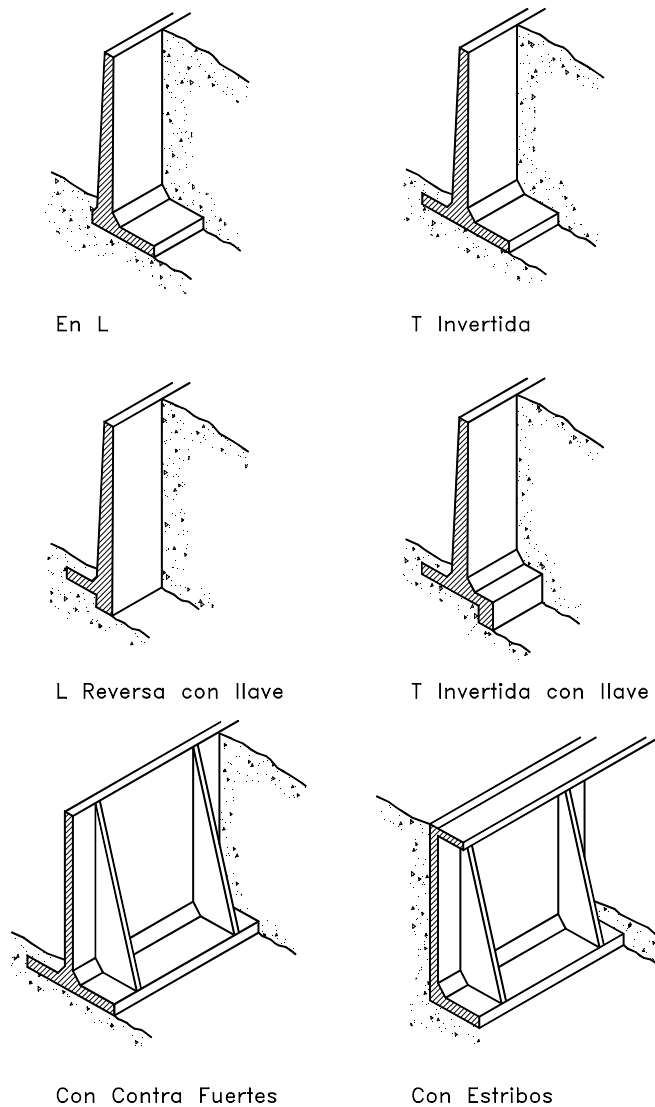


Figura 14.8 Tipos de muro de contención en concreto armado.

En todos los casos los muros de concreto armado debe contener un sistema de drenaje detrás de su pared vertical y/o un sistema de lloraderos o salidas para el agua represada detrás del muro. Debe tenerse en cuenta que, aún en el caso de suelos completamente secos, la presencia del muro puede inducir el represamiento de pequeñas cantidades de agua de infiltración.

Es importante la construcción de juntas estructurales para evitar fisuras o grietas relacionadas con cambios de temperatura. La distancia entre juntas se recomienda no debe ser mayor de 20 metros a lo largo del muro.

Muros de concreto sin refuerzo

Los muros de concretos sin refuerzo son masas relativamente grandes de concreto o concreto con piedra, las cuales trabajan como estructuras rígidas.

Los muros de concreto simple o ciclópeo actúan como estructuras de peso o gravedad y se recomienda no se empleen en alturas superiores a cuatro metros, debido no sólo al aumento de costos, sino a la presencia de esfuerzos de flexión que no pueden ser resistidos por el concreto simple y se pueden presentar roturas a flexión en la parte inferior del muro o dentro del cimiento.

El diseño de un muro en concreto debe tener en cuenta la estabilidad intrínseca del muro, el factor de seguridad del deslizamiento y la capacidad de soporte en forma similar a los muros de concreto armado. Sin embargo, en el caso de muros masivos de gravedad no se realiza un análisis de momentos internos.

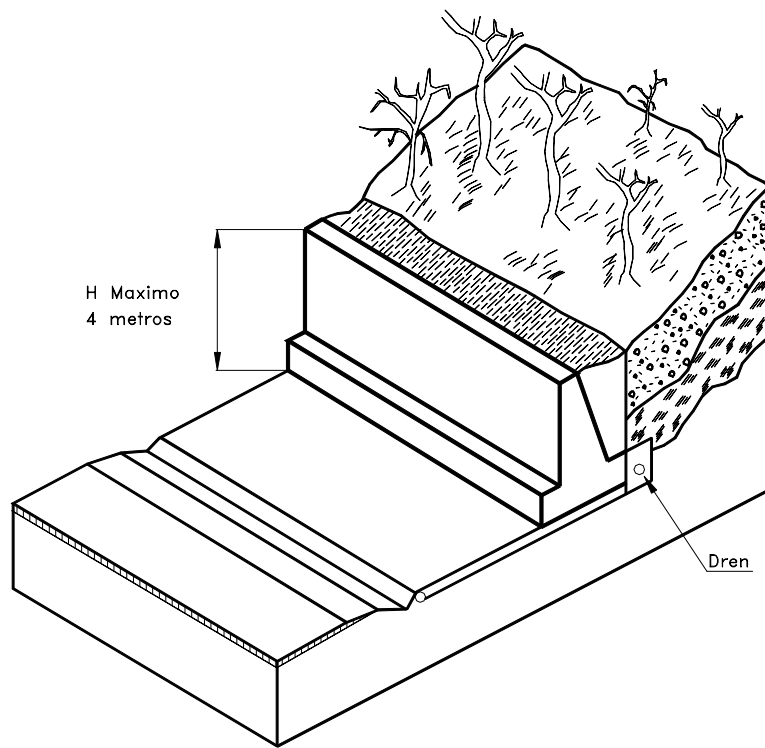


Figura 14.9 Muro en concreto sin refuerzo

Los muros de concreto en todos los casos, deben tener un sistema de subdrenaje para eliminar la posibilidad de presiones de agua. Se deben construir juntas de contracción o expansión a distancias en ningún caso superiores a 20 metros. Si los materiales utilizados poseen características de dilatación grande por cambio de temperatura, las

juntas deben colocarse a 8 metros de distancia entre ellas. La pendiente de la pared del muro debe tener una inclinación similar a la recomendada para muro de concreto armado.

Los muros de concreto deben cimentarse por debajo de la superficie de falla con el objeto de obtener fuerzas de reacción por fuera del movimiento que aporten estabilidad, no solo al muro sino al deslizamiento.

Muros de Concreto Ciclópeo

El concreto ciclópeo es una mezcla de concreto con cantos o bloques de roca dura. Generalmente, se utilizan mezclas de 60% de concreto y 40% de volumen de piedra. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que a mayor cantidad de piedra existe mayor posibilidad de agrietamiento del muro, por presencia de zonas de debilidad estructural interna. En ocasiones se le colocan refuerzos de varilla de acero dentro del concreto ciclópeo para mejorar su resistencia interna. El diseño de un muro de concreto ciclópeo es muy similar al de los muros de concreto simple rígidos y masivos.

14.3 PRESIONES DE TIERRA EN CONDICIONES ESTABLES

En el caso de un corte o terraplén donde no existe posibilidad de ocurrencia de un deslizamiento grande masivo se acostumbra construir muros de contención para resistir las presiones generadas por la existencia de un talud de gran pendiente o semi-vertical. La necesidad del muro se debe a que dentro del suelo se generan unas presiones horizontales que puede inducir a la ocurrencia del derrumbamiento o deslizamiento de una cuña de suelo relativamente sub-superficial.

La presión lateral que actúa sobre un muro en condiciones de talud estable son una función de los materiales y las sobrecargas que la estructura soportan, el nivel de agua freática, las condiciones de cimentación y el modo y magnitud del movimiento relativo del muro.

Los esfuerzos que actúan sobre un elemento de suelo dentro de una masa pueden ser representados gráficamente por el sistema de Mohr, en el cual el estado de esfuerzo es indicado por un círculo y las combinaciones críticas del diagrama de Mohr representan la envolvente de falla. En general la envolvente de falla es curvilínea pero para minimizar los esfuerzos de cálculo se supone aproximada a una línea recta.

Existen tres tipos de presión de acuerdo a las características de deformación supuestas en la interacción suelo-estructura:

1. Presión en Reposo
2. Presión Activa
3. Presión Pasiva

La presión en reposo se supone que ocurre cuando el suelo no se ha movido detrás del muro y se le ha prevenido de expandirse o contraerse. Es el caso por ejemplo, de un muro de concreto armado rígido o un muro rígido detrás del cual se ha colocado un relleno compactado. La Oficina de Control Geotécnico de Hong Kong recomienda que todos los muros rígidos deben diseñarse para presiones de reposo.

Los términos presión activa y presión pasiva son utilizados para describir las condiciones límite de las presiones de tierra contra la estructura. La presión activa es la presión lateral ejercida por el suelo detrás de la estructura cuando la pared se mueve suficientemente hacia fuera para alcanzar un valor mínimo. La presión pasiva es la presión lateral ejercida sobre la pared cuando el muro se mueve suficientemente hacia el suelo hasta que la presión alcanza un valor máximo. Una condición especial de equilibrio es el estado de reposo en el cual el suelo no ha soportado ninguna deformación lateral. Dependiendo en la magnitud de la deformación que haya ocurrido el estado final de esfuerzo, la presión de reposo puede ser un valor intermedio entre la presión pasiva y la presión activa.

Presión de tierra en reposo

La presión de tierra en reposo es una función de la resistencia al cortante del suelo, su historia esfuerzo - deformación y su historia de meteorización. El valor de la presión de reposo solamente debe aplicarse para aquellas situaciones de diseño donde el muro no puede moverse lateralmente por ningún motivo.

Para una superficie de tierra horizontal el coeficiente de presión de reposo se define como la relación entre el esfuerzo horizontal y el vertical efectivos, en el suelo bajo condiciones cero deformación.

Para una masa de suelo normalmente consolidada que no han sido sometida a remoción de cargas ni a actividades que hayan producido movimientos laterales, el coeficiente de presión al reposo es igual a:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi'$$

Para una pared vertical que sostiene una superficie de tierra inclinada, el coeficiente de reposo puede obtenerse por la siguiente ecuación:

$$K_0\beta = (1 - \text{sen } \phi') (1 + \text{sen } \beta)$$

Donde β = Angulo de inclinación del suelo arriba del muro.

Para presión de tierra al reposo de un suelo sobreconsolidado el valor es mayor que para un suelo normalmente consolidado y se puede obtener por la siguiente ecuación:

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') \text{OCR}^{0.5}$$

Donde:

OCR = Relación de sobreconsolidación del suelo

Debe siempre tenerse en cuenta que para muros las condiciones de suelos iniciales en la tierra generalmente se modifican durante el proceso de instalación o construcción de la estructura.

Presiones activas

Teoría de Rankine

Para un suelo sin cohesión $C'= 0$ la teoría de Rankine presenta el estado de esfuerzos completo de la masa de suelo, la cual se asume se encuentra en un estado de equilibrio plástico y la presión de poros se asume igual a cero.

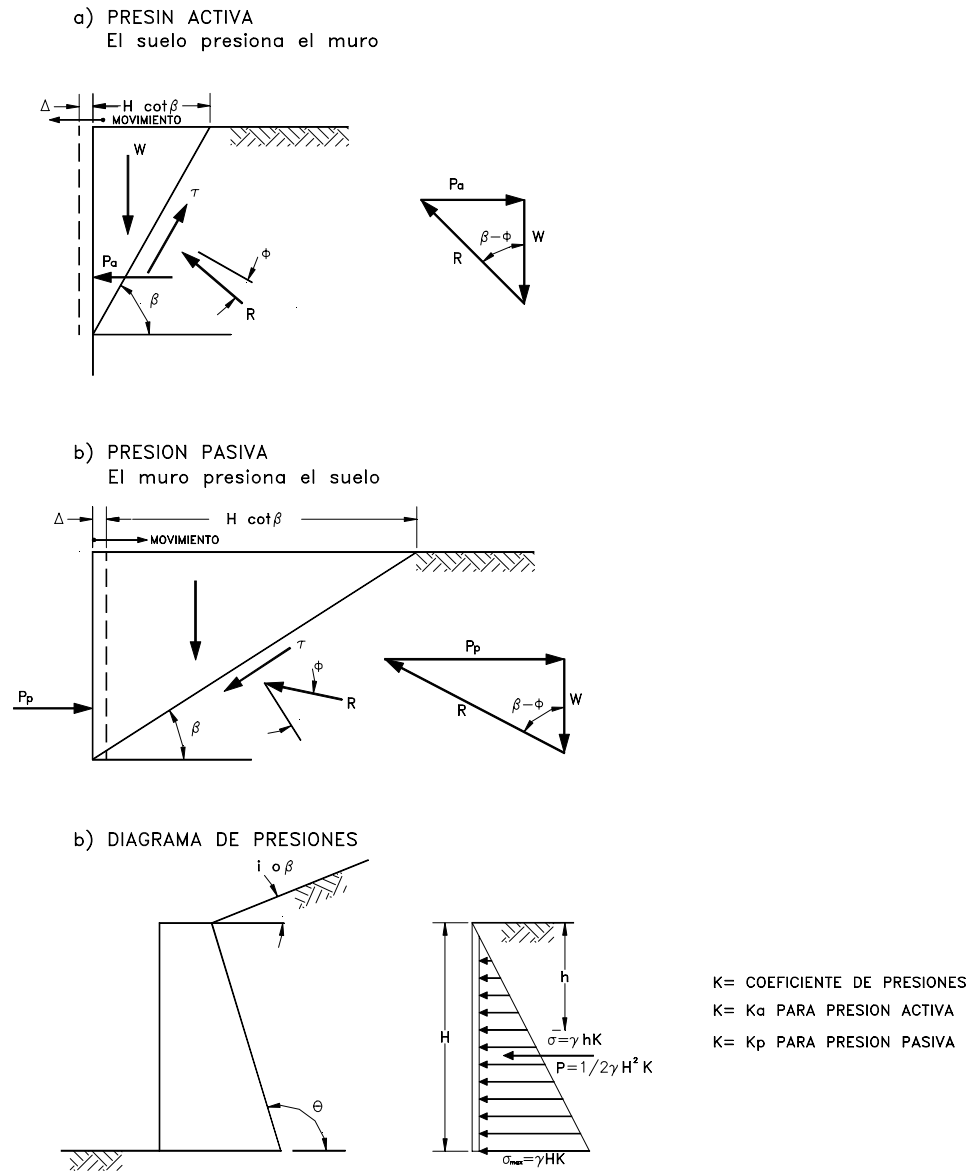


Figura 14.10 Presiones activas y pasivas para el caso de un talud sin deslizamiento

La teoría de Rankine asume que ha ocurrido movimiento suficiente para que el suelo alcance un estado de equilibrio plástico, sin embargo, existen muchos modos de movimiento en los cuales las condiciones de esfuerzo de Rankine no se cumplen, por ejemplo, en una pared con movimiento restringido en su parte superior la forma triangular de presiones de Rankine no se pueden desarrollar. Dependiendo en la cantidad de fricción movilizada la línea real de localización de la fuerza puede no coincidir con la dirección de la fuerza dada por la teoría de Rankine.

La teoría de Rankine no debe aplicarse cuando el ángulo i , que forma la fuerza activa con la normal en la espalda del muro de contención excede el valor de δ .

Según Rankine el valor de la presión activa en un suelo granular seco está dada por la expresión:

$$p_a = \gamma \times h \times K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

Donde:

$$K_a = \cos^2 i \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}$$

ϕ = Angulo de fricción

c = Cohesión

i = Angulo de la pendiente del terreno arriba del muro

Para $i = 0$

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi / 2)$$

Teoría de Coulomb

En la teoría de Coulomb la fuerza que actúa sobre el muro se determina considerando el equilibrio límite de una tajada de suelo limitada por la espalda de la pared, la superficie del terreno y una superficie plana de falla. Se asume que la resistencia al cortante ha sido movilizadada tanto en la espalda del muro, como en la superficie de falla.

En contraste con la teoría de Rankine en este caso la fricción suelo - muro detrás de la estructura es movilizadada hasta su estado límite. Aunque el valor de δ no afecta en forma significativa el valor calculado del coeficiente K_a , este tiene una influencia importante en el sentido de que cambia la orientación de la fuerza del suelo sobre el muro.

Según Coulomb el coeficiente de la presión activa está dada por la siguiente expresión:

$$K_a = \left[\frac{\text{Sen}(\theta - \phi) \left(\frac{1}{\text{Sen} \theta} \right)}{\sqrt{\text{Sen}(\theta + \delta) + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \text{Sen}(\phi - i)}{\text{Sen}(\theta - i)}}}} \right]^2$$

Donde:

θ = Angulo entre la pared del muro y el suelo.

δ = Fricción suelo - muro.

Presiones pasivas

Tanto Rankine como Coulomb presentan teorías para calcular las presiones pasivas. La teoría de Rankine generalmente subvalora la presión pasiva porque en la mayoría de los

casos la dirección de la fuerza pasiva es asumida en forma incorrecta, en cambio la teoría de Coulomb sobreestima la presión pasiva, debido al error de asumir un incremento muy rápido con el aumento de valores de δ .

Para solucionar los defectos de las teorías de Rankine y Coulomb se sugiere utilizar otros métodos tales como las tablas de Caquot y Kerisel o el sistema de tajadas recomendado por Janbú.

La presión pasiva esta dada por la relación:

$$pp = \gamma \times h Kp + 2c\sqrt{Kp}$$

Donde según Rankine:

$$Kp = Cosi \left[\frac{Cosi + \sqrt{Cos^2 i - Cos^2 \phi}}{Cosi - \sqrt{Cos^2 i - Cos^2 \phi}} \right]$$

y según Coulomb:

$$Kp = \left[\frac{Sen(\theta + \phi) \left(\frac{1}{Sen \phi} \right)}{\sqrt{Sen(\theta - \delta) - \sqrt{\frac{Sen(\phi + \delta) Sen(\phi + i)}{Sen(\theta - i)}}}} \right]^2$$

Como la superficie supuesta de rotura del suelo no es recta sino curva, el valor real de la presión pasiva según Coulomb es mayor que la real, especialmente para valores altos de i , y para que la presión pasiva actúe totalmente se requieren movimientos importantes del muro.

El factor cohesión puede emplearse para el caso de muros no permanentes, pero con el tiempo se generan grietas de tensión y/o contracción que invalidan el factor cohesión y no es recomendable tener en cuenta el factor cohesión para muros permanentes.

A continuación se muestran los sistemas de Caquot y Kerisel y el sistema de Tajadas de prueba, utilizados en la literatura internacional para calcular las presiones activas y pasivas.

Presiones inducidas por sismos

En las áreas de alta sismicidad, se deben diseñar todos los muros para resistir cargas sísmicas especialmente en los siguientes casos:

- a. Estribos de puentes para carreteras y ferrocarriles.
- b. Muros que soportan estructuras de alto riesgo, tales como estaciones eléctricas, acueductos, etc.

c. Muros en voladizo que retienen materiales saturados en los cuales se pueden generar presiones altas de poro en los sismos.

La carga sísmica mínima de diseño para los muros debe ser aquella especificada como una fuerza equivalente a una aceleración horizontal de acuerdo a la Normas Sísmicas de cada país.

Esta carga debe aplicarse en el centro de gravedad de la estructura. Para estructuras especiales se recomienda hacer una análisis de amenaza sísmica donde se debe incluir el sismo de diseño, los fenómenos de amplificación y las aceleraciones resultantes.

Para el cálculo de la fuerza sísmica inducida sobre el muro puede utilizarse el método de Mononobe - Okabe o similar, este método aunque simplifica la interacción suelo - estructura en un evento sísmico, ha sido utilizado exitosamente para diseño en muros de contención en otras partes del mundo.

a. Sistema Mononobe - Okabe

Este sistema supone:

1. Relleno seco, granular y homogéneo.
2. El muro se mueve lo suficientemente largo para despreciar los efectos de punta de muro.

La fuerza total dinámica es:

$$P_{ae} = 1/2 \gamma H^2(1 - K_v) K_{ae}$$

Donde:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi - i)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(i - \theta)}} \right]^2}$$

Donde:

$$\psi = \tan^{-1} [K_h / (1 - K_v)]$$

K_h y K_v = Factores de aceleración respecto a la gravedad, K_{ae} , incluye la suma de los efectos estático y dinámico.

b. Sistema Richard - Elms

De acuerdo con este procedimiento se calculan los desplazamientos del muro.

$$S = \frac{0.087 V^2 \left(\frac{N}{A}\right)^{-4}}{Ag}$$

Donde:

V = Velocidad máxima del suelo en el momento del sismo

A = Factor máximo de aceleración del suelo.

N = Coeficiente de aceleración límite del muro.

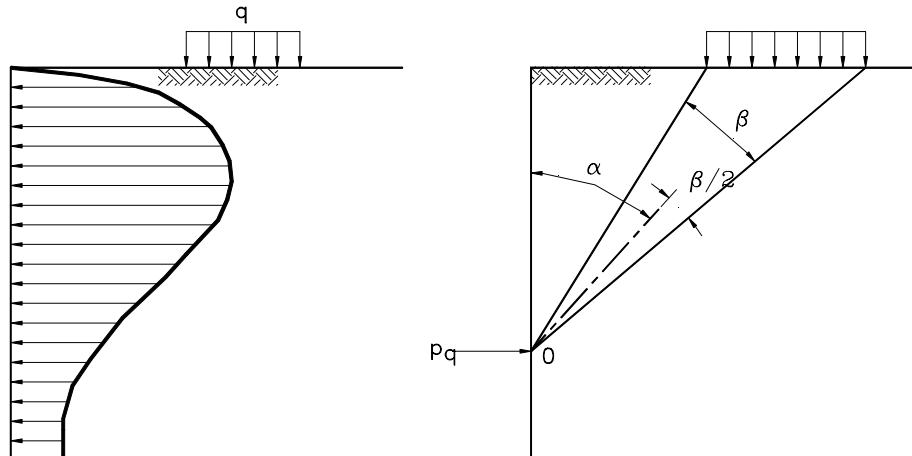
g = Aceleración de la gravedad.

Con un S permisible se obtiene el valor requerido de N y luego se emplea la misma ecuación de MONONOBE - OKABE y se diseña para que el muro resista esta fuerza más inercia $N W$ donde W es el peso del muro.

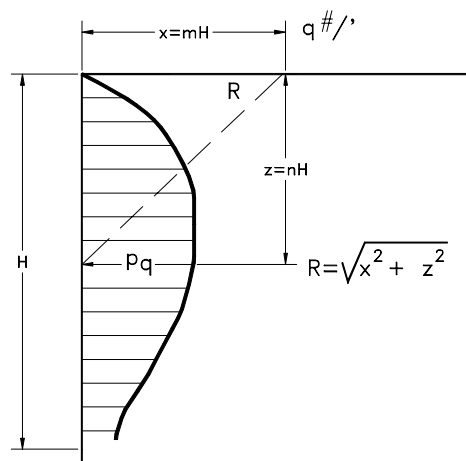
Un problema adicional consiste en que después del sismo permanece una fuerza activa residual adicional que puede ser hasta del 30% de la calculada estáticamente.

La amplificación en el relleno según Nadim y Whitman juega un papel muy importante cuando la relación entre la frecuencia dominante del movimiento y la frecuencia fundamental del relleno es mayor de 0.3.

Además, Sherif afirma que la fuerza dinámica total esta aplicada a 0.45 h del pie del muro, lo que hace de los muros muy susceptibles de fallar en el momento de un sismo.



a) Cargas en forma de tira



b) Cargas Lineales

Figura 14.11 Presiones debidas a cargas externas.

Presiones debidas a cargas aplicadas arriba del muro

A las presiones ejercidas por el suelo deben agregarse las cargas arriba - detrás del muro.

Para su análisis se estudiarán tres casos así:

- a. Carga concentrada.
- b. Carga lineal
- c. Carga repartida.

En el caso de carga repartida se le sumará a las presiones inducidas por el suelo una presión en toda la altura del muro, un valor de la carga por unidad de área afectada por un parámetro K. Para los demás casos se le sumará la resultante de los diagramas que se indican en la figura 14.11.

Cargas en forma de tira

Las carreteras, ferrocarriles y cimientos continuos son cargas en forma de tira, si son paralelas a la estructura de contención.

- p_q = presión horizontal en el punto a
- β = Angulo de visibilidad en el punto a, en radianes
- α = Angulo entre la vertical y el bisector de β
- q = Carga en forma de tira

De acuerdo a la teoría de la elasticidad

$$p_q = \frac{2q}{\pi}(\beta + \sin\beta)\sin^2\alpha + \frac{2q}{\pi}(\beta - \sin\alpha)\cos^2\alpha$$

Carga lineal

Para el caso de carga lineal la presión horizontal está dada por la siguiente ecuación (Terzaghi, 1954):

$$p_q = 1.27q \frac{xz}{R^4} = 1.27 \frac{q}{H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} ; m > 0.4$$

$$p_q = 0.203 \frac{q}{H} \frac{n}{(0.16 + n^2)} ; m < 0.4$$

Tabla 14.12 Valores nominales de sobrecargas

Edificios de cimentación somera	Carga equivalente uniformemente distribuida
Edificios con cimentación somera	10 Kpa por piso
Carreteras	10 Kpa a 20 Kpa dependiendo de la importancia.
Peatonales	5 Kpa

Presiones de expansión

Si se coloca un suelo expansivo detrás del muro y este se llegare a humedecer, se podría desarrollar una presión de expansión equivalente a la presión del ensayo de succión o presión de expansión uniformemente a lo largo del muro.

Presión de tierras debida a la compactación

Para la construcción de un muro de contención con relleno generalmente, se especifica una densidad seca mínima para garantizar una resistencia al cortante y dureza en el relleno. Aunque la compactación es importante el uso de equipos pesados de compactación detrás de un muro de contención puede causar daño, debido a que se pueden inducir fuerzas horizontales muy grandes superiores a las calculadas en el diseño del muro.

Cuando se trabaja con equipos grandes de compactación debe utilizarse un valor de coeficiente de presión de tierras de valor superior.

Por razones de economía sin embargo, generalmente es mejor negocio limitar el equipo de compactación hasta cierta distancia detrás del muro especialmente, en estructuras sensibles, tales como los muros de concreto armado en voladizo.

Interacción suelo-estructura

El uso de las teorías clásicas para calcular la presión de tierras es adecuado para la mayor parte de los muros sin embargo, en muros en voladizo, tablestacas, o paredes sobre pilotes o caisson se recomienda realizar un análisis de interacción suelo – estructura, tales como análisis de vigas en fundaciones elásticas o el modelo de Winkler.

Fuerzas del agua sobre los muros

La presencia de agua detrás de una estructura de contención tiene un gran efecto sobre la magnitud de las fuerzas aplicadas sobre el muro. La mayoría de los muros que han fallado ha sido debido a la acción del agua, por lo tanto es de la mayor importancia el proveer un adecuado drenaje detrás del muro y calcular adecuadamente las presiones de agua en el diseño. Aunque en muros convencionales con adecuado drenaje la presión del agua podría ser asumida como cero, en el diseño es conveniente tener en cuenta una carga adicional para el caso en el cual ocurra obstrucción del sistema de drenaje, lo cual es de común ocurrencia.

Presión de agua

Las presiones de diseño del agua deben basarse en la condición más crítica que pueda ocurrir durante la vida útil de la estructura de contención, por ejemplo, inundaciones, o rompimiento de tuberías principales de agua.

Donde hay nivel freático que varía con las lluvias el diseño debe basarse en la lluvia máxima para un periodo de retorno superior a 100 años. Como es difícil predecir los niveles de agua asociados con las lluvias, se recomienda a los diseñadores ejercitar un criterio muy conservativo, teniendo en cuenta el efecto negativo de la presión de poros sobre el muro. En el caso de que haya tuberías de acueducto o alcantarillado detrás del

muro en todos los casos se debe asumir la posibilidad de rotura, la cual es muy frecuente.

Para determinar las condiciones del nivel freático en el sitio donde se plantea la construcción de un muro debe establecerse un modelo hidrológico basado en la geología, y si es necesario, colocando piezómetros u otros elementos de medición. Es importante determinar el nivel de permeabilidad de las diversas unidades geológicas y de los materiales de relleno.

Siempre que sea posible se recomienda hacer diagramas de las redes de flujo bien sea con base en elementos finitos o métodos manuales y si es posible utilizar programas de computador.

La infiltración del agua lluvia detrás de un muro puede causar un aumento intempestivo de los niveles de presión de aguas. Cuando la permeabilidad del suelo retenido es mayor de 10^{-4} m/seg. , debe considerarse la posibilidad de saturación en un evento lluvioso de gran intensidad.

Subdrenajes

Con excepción de los muros diseñados para resistir presiones de agua tales como las paredes de sótanos de edificios, es una buena práctica de Ingeniería construir subdrenes detrás de todo tipo de muros. El sistema de drenaje debe diseñarse en tal forma que se anticipe a capturar el agua antes de que afecte el muro. En los esquemas adjuntos se muestra sistemas típicos de subdrenaje para estructuras de contención. Adicionalmente, a los subdrenes deben colocarse huecos de drenaje para prevenir la presión hidrostática, los cuales son normales de diámetro de dos a tres pulgadas espaciados no más de 1.5 metros horizontalmente y 1.0 metros verticalmente, las columnas deben intercalarse. Los lloraderos deben colocarse desde una altura baja mínima de 30 centímetros por encima del nivel del pie del muro.

Como una guía general el material de drenaje debe tener una permeabilidad de al menos 100 veces mayor que la del suelo o roca a drenarse.

El espesor de las capas de drenaje generalmente es determinado por criterios de construcción más que por capacidad de drenaje. Se pueden utilizar drenes en geotextil o materiales compuestos, de acuerdo a los criterios de diseños de la mecánica de suelos.

Diseño de muros

Un diseño adecuado para un muro de contención debe considerar los siguientes aspectos:

- a. Los componentes estructurales del muro deben ser capaces de resistir los esfuerzos de corte y momento internos generados por las presiones del suelo y demás cargas.
- b. El muro debe ser seguro contra un posible volcamiento.
- c. El muro debe ser seguro contra un desplazamiento lateral.
- d. Las presiones no deben sobrepasar la capacidad de soporte del piso de fundación.
- e. Los asentamientos y distorsiones deben limitarse a valores tolerables.
- f. Debe impedirse la erosión del suelo por debajo y adelante del muro bien sea por la presencia de cuerpos de agua o de la escorrentía de las lluvias.
- g. Debe eliminarse la posibilidad de presencia de presiones de agua detrás del muro.

h. El muro debe ser estable a deslizamientos de todo tipo.

Procedimiento

Para proceder al diseño una vez conocida la topografía del sitio y la altura necesaria del muro debe procederse a:

- a. Escoger el tipo de muro a emplearse.
- b. Dibujar a escala la topografía en perfil de la sección típica del muro.
- c. Sobre la topografía dibujar un diagrama "tentativo" supuesto del posible muro.
- d. Conocidas las propiedades de resistencia del suelo y escogida la teoría de presiones a emplearse, calcular las fuerzas activa y pasiva y su punto de aplicación y dirección de $1/2$ a $2/3$, de acuerdo al ángulo de fricción del suelo y la topografía arriba del muro. Para paredes posteriores inclinadas se recomienda en todos los casos calcular las presiones con la teoría de Coulomb.
- e. Calcular los factores de seguridad así:
 - Factor de seguridad contra volcamiento.
 - Factor de seguridad contra deslizamiento de la cimentación
- f. Si los factores de seguridad no satisfacen los requerimientos deben variarse las dimensiones supuestas y repetir los pasos de a hasta e. Si son satisfactorios se procederá con el diseño.
- g. Calcular las presiones sobre el piso y el factor seguridad contra capacidad de soporte. Si es necesario debe ampliarse el ancho de la base del muro.
- h. Calcular los asentamientos generados y si es necesario ampliar la base del muro.
- i. Diseñar los sistemas de protección contra:
 - Socavación o erosión en el pie.
 - Presencia de presiones de agua detrás del muro.
- j. Finalmente deben calcularse los valores de los esfuerzos y momentos internos para proceder a reforzar o ampliar las secciones del muro, de acuerdo a los procedimientos estandarizados de la Ingeniería estructural.

Recomendaciones para el diseño de muros

- a. Deseablemente la carga en la base debe estar concentrada dentro del tercio medio para evitar esfuerzos de tracción.
- b. Para volcamiento en muros permanentes debe especificarse un factor de seguridad de 2.0 o mayor.
- c. Para deslizamiento debe especificarse un factor de seguridad de 1.5 o mayor.
- d. El análisis estructural es similar al de una viga con cargas repartidas.
- e. Debe conocerse previamente al diseño, el tipo de suelo que se empleará en el relleno detrás del muro. En ningún caso se deben emplear suelos expansivos.

Aspectos constructivos

Para los muros de concreto deben construirse juntas a intervalos a lo largo del muro. El espaciamiento de estas juntas depende de los cambios de temperatura esperados en el sitio. También deben construirse juntas en todos los sitios de cambio brusco de sección o del nivel de cimentación.

Los muros criba deben construirse siguiendo las normas para estructuras de hormigón armado prefabricadas y los gaviones siguiendo las instrucciones de los manuales de obras en gaviones.

Recomendaciones para muros de concreto armado

El diseño de muros en voladizo difiere del de muros de gravedad en los siguientes factores:

- a. La fricción suelo - muro en su parte posterior no se tiene en cuenta por no existir desplazamiento a lo largo de este plano. Se considera que el suelo se desplaza solidariamente con el muro.
- b. El peso del suelo sobre el cimientado se considera como parte integral de la masa del muro en el cálculo de fuerzas.
- c. Se supone que el plano de aplicación de las presiones activas es el plano vertical tomado en el extremo posterior del cimientado del muro.
- d. El diseño estructural interno requiere de especial cuidado.

En ocasiones es necesario colocar un dentellón para mejorar la resistencia al deslizamiento.

En los demás aspectos el diseño debe realizarse en la misma forma que el de un muro de gravedad.

14.4 MUROS FLEXIBLES

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. Los muros flexibles se diseñan generalmente, para resistir presiones activas en lo que se refiere a su estabilidad intrínseca y actúan como masas de gravedad para la estabilización de deslizamientos de tierra.

Existen varios tipos de muros flexibles y entre ellos los más populares son:

1. Muros en Gaviones
2. Muros de elementos prefabricados (Muros Criba)
3. Muros de Llantas Usadas
4. Muros de Piedra
5. Muros de Bolsacreto

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

Muros en Gaviones

Los gaviones son cajones de malla de alambre galvanizado que se rellenan de cantos de roca.

Algunas de las ventajas de un muro en gaviones son las siguientes:

Simple de construir y mantener y utiliza los cantos y piedras disponibles en el sitio. Se puede construir sobre fundaciones débiles. Su estructura es flexible y puede tolerar asentamientos diferenciales mayores que otro tipo de muros y es fácil de demoler o reparar.

Se emplean tres tipos de mallas diferentes, hexagonales o de triple torsión, electrosoldada y elaborada simple. El principal problema consiste en que las mallas pueden presentar corrosión en suelos ácidos (de PH menor 6).

Existen una gran cantidad de tamaños de malla disponible para formar las cajas. Generalmente, se utilizan cajas de 2m. x 1m. x 1m. La forma básica es trapezoidal.

Las canastas de gavión se colocan unas sobre otras tratando de traslapar lo mejor posible las unidades para darle cierta rigidez que requiere el muro.

Para muros muy anchos con secciones superiores a cuatro metros se puede realizar cierta economía adoptando una forma celular de construcción, lo cual equivale a eliminar algunas de las cajas interiores donde los espacios se rellenan con piedra sin la colocación de canastas de malla. El tamaño y la forma de estas celdas debe diseñarse en tal forma que no se debilite la estabilidad interna general del muro.

En ocasiones, los muros de gaviones contienen una serie de contrafuertes que los hacen trabajar como estructuras ancladas al suelo detrás del muro.

El peso unitario del gavión depende de la naturaleza y porosidad de la roca de relleno y puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\gamma_g = (1 - n_r) G_s \gamma_w$$

Donde:

n_r = Porosidad del enrocado

G_s = Gravedad Específica de la roca

γ_w = Peso unitario del agua

Para diseños preliminares G_s puede asumirse igual a 2.6 en el caso de rocas duras. La porosidad del enrocado generalmente varía de 0.3 a 0.4 dependiendo de la angulosidad de los bloques de roca.

El diseño de un muro en gaviones debe consistir de:

a. Diseño de la masa del muro para estabilidad a volteo y deslizamiento y estabilidad del talud.

En el diseño debe tenerse en cuenta que para evitar deformaciones excesivas relativas, el muro debe proporcionarse en tal forma que la fuerza resultante actúa en el tercio medio de la sección volumétrica del muro.

El ángulo movilizado de fricción δ utilizado en el diseño no debe exceder $\phi'/2$ donde:

ϕ' es el ángulo de fricción interna del relleno compactado detrás del muro. En el caso de que el muro se cimiente sobre suelos compresibles δ igual a cero.

No existe un sistema de diseño universalmente aceptado para muros en gaviones y debe tenerse en cuenta que la gran deformación del muro puede generar una falla interna debida a su propia flexibilidad. Las deformaciones internas pueden ser de tal magnitud que el muro no cumpla con el objetivo para el cual fue diseñado.

b. Diseño Interno de la Estructura del Gavión.

El gavión debe tener un volumen o sección tal que internamente no se pueda producir su falla o rotura a lo largo de cualquier plano. Es importante analizar la estabilidad del muro independientemente nivel por nivel, suponiendo en cada uno de los niveles que el muro es una estructura de gravedad apoyada directamente sobre las unidades de gavión inmediatamente debajo de la sección considerada. En resumen, se deben realizar un número de análisis igual al número de niveles.

c. Especificación del tipo de malla, calibre del alambre tamaño de las unidades, tipo y número de uniones y calidad del galvanizado, tamaño y forma de los cantos.

Se debe diseñar unión por unión la cantidad de alambre de amarre entre unidades. Se debe definir si la malla es de doble torsión electrosoldada o eslabonada y el calibre de

alambre de la malla, la escuadría del tejido de la malla, el peso de zinc por metro cuadrado de superficie de alambre, el tipo de uniones entre unidades.

Es importante que en el diseño se incluya un dibujo de la forma como se amarran las unidades entre sí, para facilitar su construcción en forma adecuada.

El tamaño máximo de los cantos debe ser superior a dos veces al ancho máximo de la escuadría de la malla. Generalmente, se utilizan cantos de diámetro entre 15 y 30 centímetros.

d. Despiece de las unidades de gavión nivel por nivel. Se debe diseñar el traslape entre unidades para darle rigidez al muro. Es importante dibujar planos de cada uno de los niveles del muro en gaviones para facilitar su construcción, de acuerdo al diseño

e. Sistema de filtro

En el contacto entre el suelo y el gavión se recomienda colocar un geotextil no tejido como elemento de filtro, y en la cimentación del muro se recomienda construir un dren colector para recoger el agua recolectada por el muro. Debe tenerse en cuenta que el muro en gaviones es una estructura permeable, la cual permite la infiltración de prácticamente el 100% de la lluvia y la escorrentía que pase por encima del muro.

Para el diseño de muros en gaviones se recomienda consultar la publicación “Manual de Ingeniería para el Control de Erosión” (Suarez, 1993).

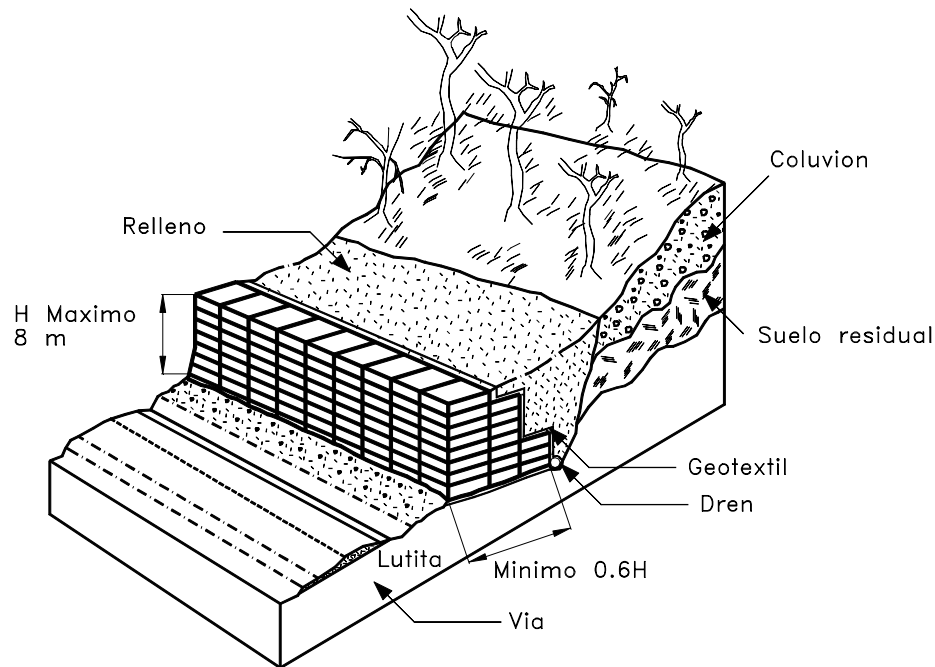


Figura 14.12 Esquema de un muro en Gaviones.

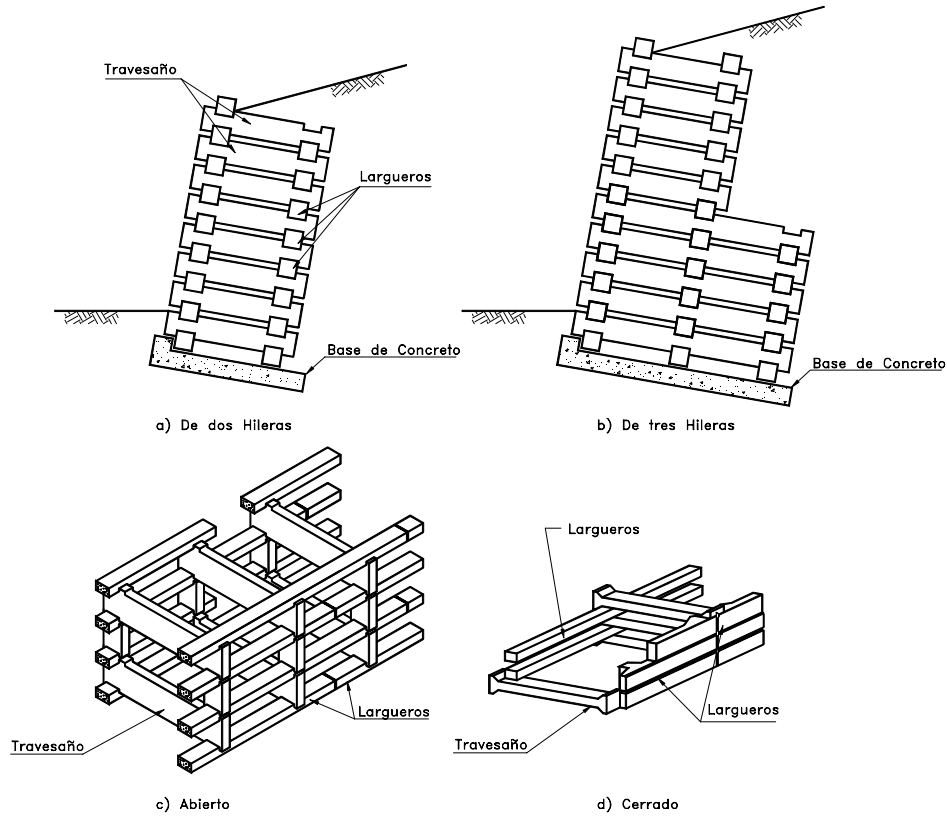


Figura 14.13 Esquemas generales de los muros criba

Muro criba

El muro criba es básicamente una estructura parecida a una caja formada por prefabricados de concreto entrelazados. El espacio interior de las cajas se rellena con suelo granular permeable o roca para darle resistencia y peso, conformando un muro de gravedad. Generalmente existen dos tipos de prefabricados que se colocan en forma paralela a la superficie del talud o normal a este.

Los travesaños son prefabricados normales al eje del muro en forma de I horizontal. En ocasiones, los travesaños son de una longitud tal que obliga a la construcción de un elemento intermedio similar a sus puntas.

Los largueros son prefabricados largos que se apoyan sobre los travesaños y que tienen como objeto contener el material colocado dentro de las cajas o cribas.

Las fuerzas son transferidas entre los prefabricados en los puntos de unión. Adicionalmente, se pueden colocar pequeños bloques que se les llama "Almohadas" en localizaciones críticas entre los prefabricados para soportar algunos esfuerzos, tales como torsiones y reducir la flexión.

Algunos diseños de muros criba incluyen uniones metálicas o de madera entre los prefabricados para ayudar a transmitir las fuerzas. El muro criba tiene la ventaja de permitir asentamientos diferenciales importantes (Brandl, 1985).

El diseño de los muros criba consiste en diseñar el muro de gravedad y las secciones refuerzo de los prefabricados de concreto. Debe tenerse en cuenta que algunos sistemas son objeto de patentes.

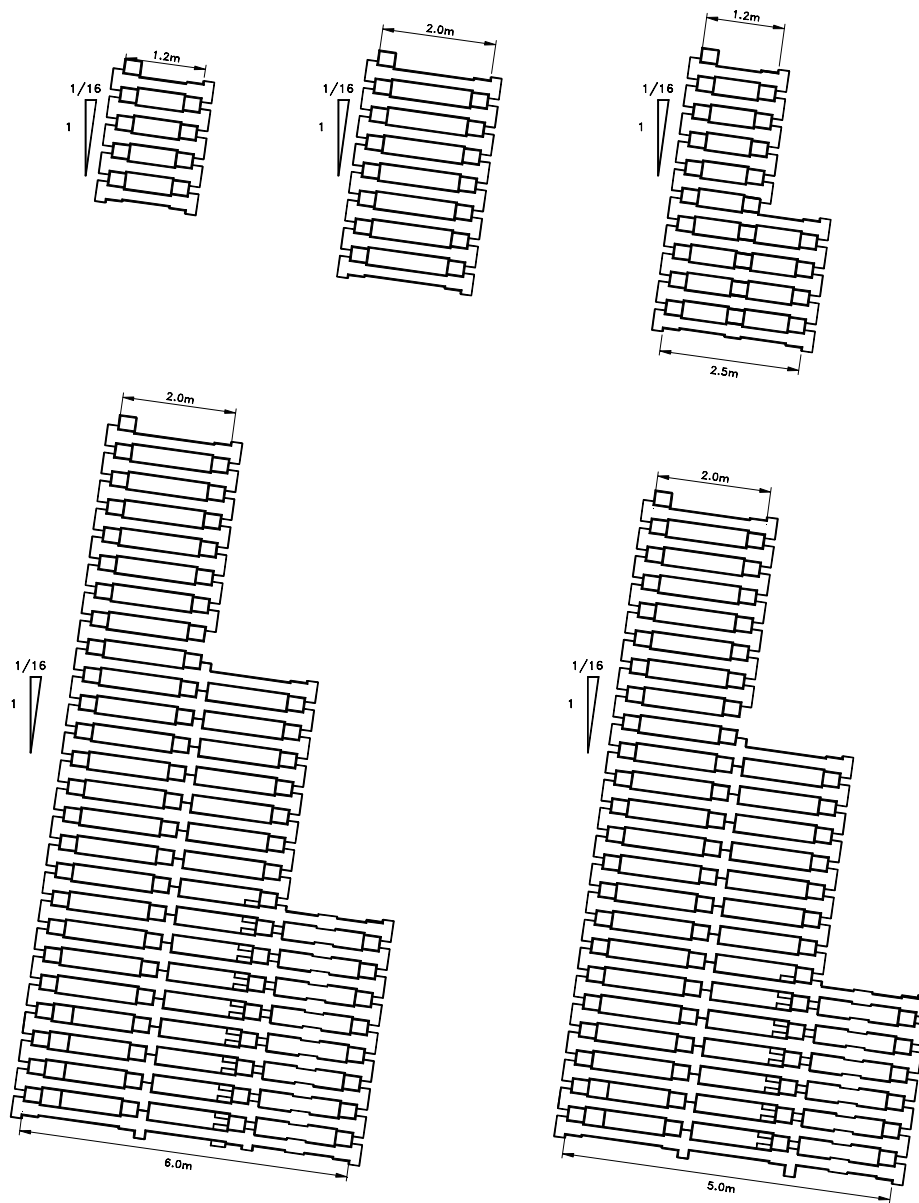


Figura 14.14 Esquemas de muros criba para diferentes alturas

El ancho del muro criba depende de la longitud de travesaños disponibles. El ancho mínimo generalmente, es de 1.2 metros. Los muros de baja altura puede construirse verticales pero, para alturas superiores a 2 metros generalmente, se construyen

inclinados para mejorar su estabilidad. La inclinación del muro depende de las características de estabilidad y es común encontrar taludes inclinados de 1 a 4 hasta 1 a 10.

En ocasiones se han utilizado muros criba, conformados por travesaños de madera. La cara exterior del muro criba generalmente, tiene una pendiente no superior a 0.25H : 1V. El diseño del muro criba incluye la estabilidad intrínseca de la masa total y el chequeo de la estabilidad interna a diversos niveles de altura del muro. Se sugiere realizar análisis de estabilidad a cada metro de altura del muro.

Brandl encontró que la fricción suelo muro para el caso del muro Criba es muy superior a las de los muros de concreto

Fricción suelo-muro criba = 0.8 a $1.0 \phi'$

El valor de δ recomendada por la Oficina de Control Geotécnico de Hong Kong es:

$\delta = \phi' / 2$

El muro Criba teóricamente se comporta como un muro de gravedad, pero presenta el problema de que no es masivo y se debe analizar la posibilidad de que ocurran superficies de falla por encima del pie del muro.

Los travesaños y los largueros deben diseñarse para resistir flexiones debidas a la presión horizontal del relleno sobre los prefabricados. Las cabezas de los travesaños deben ser diseñadas para resistir el cortante generado y deben ser capaces de transferir las fuerzas de tensión inducidas.

Los muros criba son más sensitivos a los asentamientos diferenciales que otros tipos de muros flexibles. La altura máxima a la cual puede construirse una pared criba de celda simple es aproximadamente 5 metros y la altura máxima generalmente utilizada es de 7 metros, utilizando celdas dobles o triples. Los muros criba se construyen generalmente en alineamientos rectos, pero con el manejo adecuado de elementos especiales pueden construirse en forma curva en radios mínimos hasta de 25 metros.

Para el diseño del muro se pueden utilizar teorías de presión de tierras desarrolladas para silos de granos. Sin embargo, algunos autores recomiendan diseñar las unidades para el doble de la presión calculada para este método.

Muros en Piedra (Pedraplenes)

Los muros en piedra son estructuras construidas con bloques o cantos grandes de roca, los cuales se colocan unos sobre otros en forma manual o al volteo. El tamaño de los bloques utilizados generalmente supera las 3 pulgadas y pueden utilizarse bloques hasta de 1 metro de diámetro si se tiene equipo adecuado para su colocación. El diseño consiste en determinar las dimensiones exteriores del terraplén.

El ancho de la base del pedraplén generalmente, es superior a su altura o por lo menos igual. El ángulo de inclinación de la pared exterior depende del tipo de roca, tamaño y angulosidad. Para bloques grandes se pueden utilizar pendientes de hasta 1/6 H: 1B. El ancho mínimo de la parte superior del muro es de 1 metro. Se acostumbra colocarle un geotextil en la interfase entre el pedraplén y el suelo, y un subdren en forma similar a los muros en gaviones.

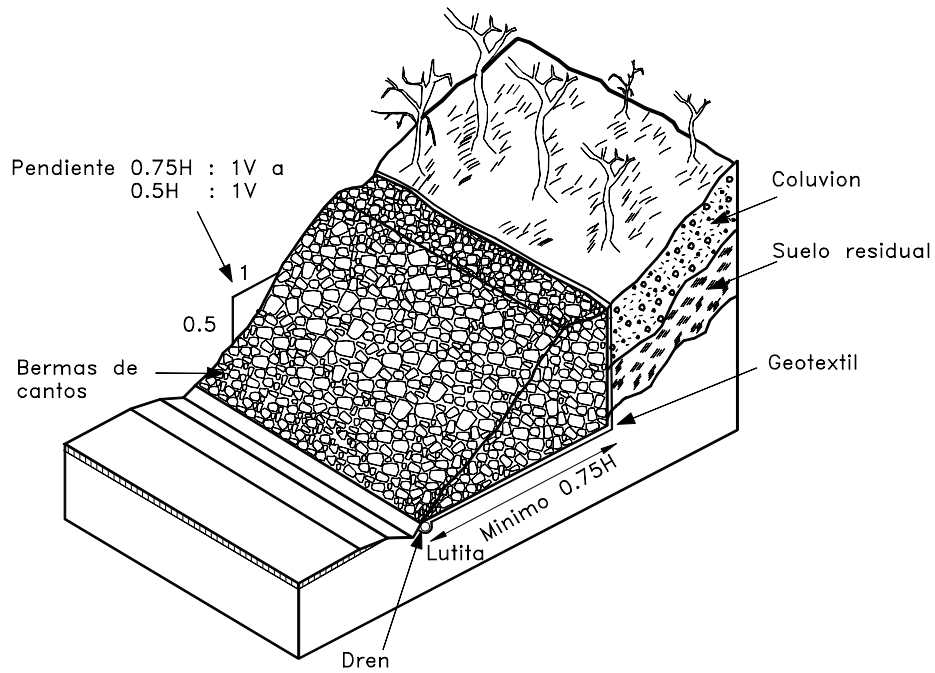


Figura 14.15 Muro en piedra

Muro con llantas usadas

Los muros en llantas usadas conocidos como Pneurol o Tiresoil consisten en rellenos de suelo con llantas de caucho usadas embebidas. Las llantas son unidas entre sí por sogas de refuerzo. Generalmente, se utilizan sogas de polipropileno y se conoce de la utilización de elementos metálicos (Abramson 1996).

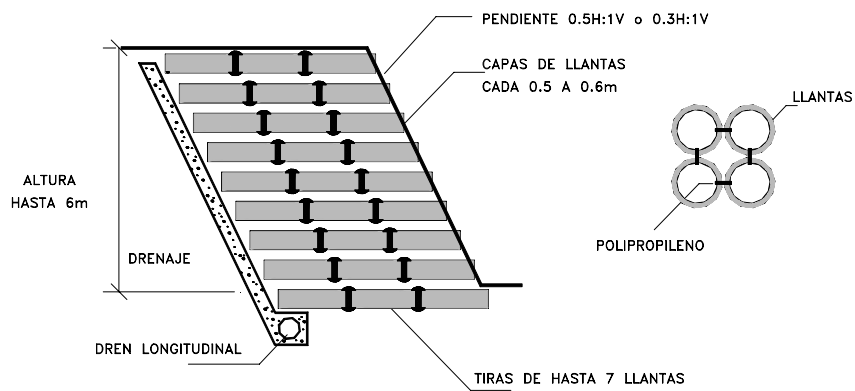


Figura 14.16 Esquemas de un muro en llantas usadas con arreglo total en las llantas (Hausmann,1992).

La resistencia a la extracción (pull out) es relativamente alta para los grupos de llantas y el peso unitario del relleno es relativamente bajo. La deformabilidad del terraplén es alta pero su resistencia al cortante también aumenta.

Generalmente, el análisis interno de los muros con llantas es el de un muro armado. Tanto los elementos de anclaje como los de retención superficial del suelo son construidos con llantas. Varias de las llantas en la superficie del talud son conectadas por medio de sogas de acuerdo a una determinada distribución. Como las llantas en la superficie están conectadas a las llantas de anclaje, se generan una fuerza de acción en la soga que las conecta. Si este refuerzo es lo suficientemente fuerte para no fallar la tensión y la resistencia de la extracción de la llanta es mayor que la fuerza de fricción, entonces la estructura permanecerá estable.

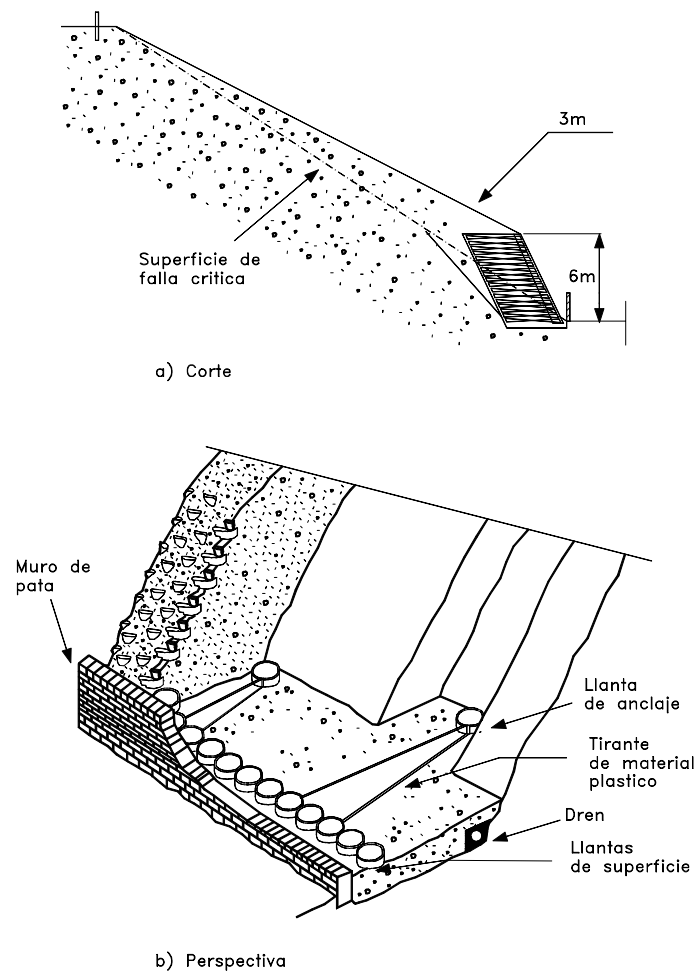


Figura 14.17 Muro armado con llantas usadas, utilizando llantas con tirantes como elemento de anclaje.

Los muros de llantas usadas son muy flexibles y se acomodan fácilmente a los asentamientos diferenciales. Cada llanta se conecta a su vecina con soga de polipropileno o nylon. Generalmente, se utilizan tendones de 8 a 10 mm. de diámetro. Sumanarathna, (1997), reporta muros hasta de 20 metros de altura utilizando llantas usadas.

El muro de llantas puede ser integral en tal forma, que todo el volumen de terraplén esté entrelazado con llantas, las cuales ocupan buena parte de su volumen total, o puede utilizarse el sistema de muro de llantas en el cual se colocan llantas en la parte posterior del terraplén como anclaje de sogas de polipropileno, las cuales amarran las llantas internas con las llantas en la pared exterior del muro.

Los muros de llantas deben contener sistemas de drenaje en forma similar a los muros de tierra reforzada.

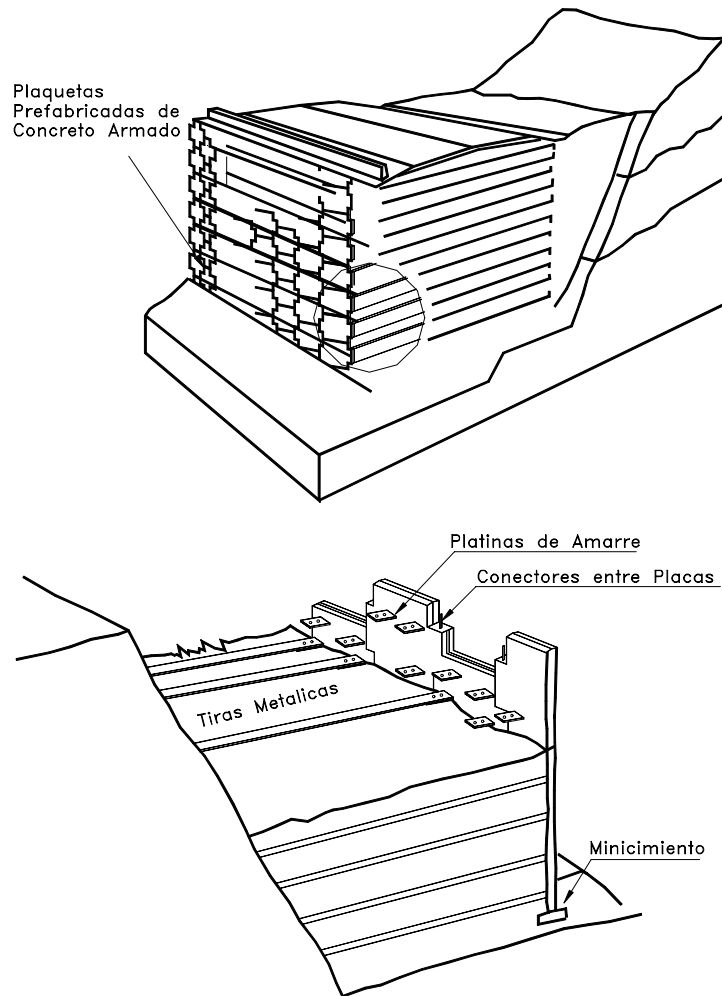


Figura 14.18 Muro de tierra armada con refuerzo de tiras metálicas.

14.5 TIERRA REFORZADA

Los muros también pueden ser de tierra armada, que consisten en un relleno de suelo granular con láminas de refuerzo, que pueden ser metálicas o de elementos plásticos. Los muros en tierra armada consisten en la colocación de tiras o capas de refuerzo en el proceso de compactación de terraplenes con taludes de alta pendiente. El concepto fue introducido por Vidal en los años 1960.

Elementos de Refuerzo

Los refuerzos pueden construirse con materiales capaces de desarrollar tensión y que permitan la fricción entre el elemento y el suelo. Inicialmente, se utilizaron tiras de acero galvanizado en caliente. El galvanizado debe garantizar una cantidad de zinc en lo posible de 610 gramos por metro cuadrado para disminuir la corrosión.

El sistema más popular de muros de tierra reforzada es el refuerzo de terraplenes con geotextiles, en el cual el mecanismo de transmisión de esfuerzos es predominantemente de fricción. Existe una gran cantidad de geotextiles de diferentes propiedades mecánicas, tejidos y no tejidos. Los rellenos utilizados son generalmente materiales granulares que van desde arenas limosas hasta gravas. Un problema importante de los geotextiles es su deterioro con la luz ultravioleta del sol y por esto se requiere que este material permanezca cubierto, con concreto emulsión asfáltica o suelo con vegetación.

Recientemente se han introducido en el mercado las geomallas que son mallas poliméricas o metálicas con una forma determinada, en dos direcciones, en el cual se incluye el efecto de fricción y además, el efecto de agarre dentro del suelo. En ocasiones la geomallas llevan varillas para ayudar a la resistencia de arrancamiento de la malla. Generalmente, las geomallas tienen mayor resistencia al arrancamiento que los geotextiles.

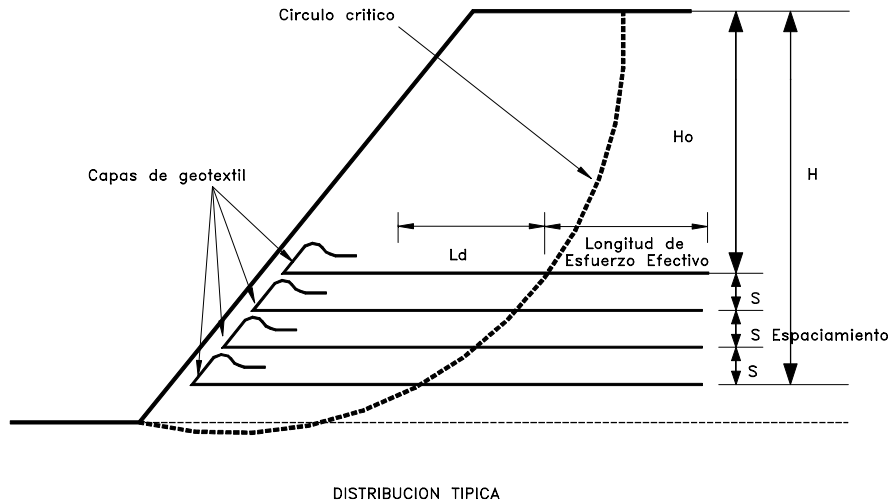


Figura. 14.19 Tierra armada con geotextil.

Relleno

El material de relleno debe ser un material capaz de desarrollar fricción y no debe contener materiales orgánicos o perecederos como vegetación o residuos indeseados.

Comúnmente se utiliza relleno granular pero cuando no se dispone de materiales de grava o arena se utiliza arcilla o suelos residuales, en estos casos se debe tener especial cuidado, teniendo en cuenta, la importante reducción de capacidad al arrancamiento en los suelos arcillosos, cuando son saturados (Elias y Swanson, 1983).

En ocasiones se utiliza piedra triturada. En este caso debe tenerse cuidado de que el refuerzo sea de un grosor suficiente que impida su rotura, causada por los bordes angulosos del triturado.

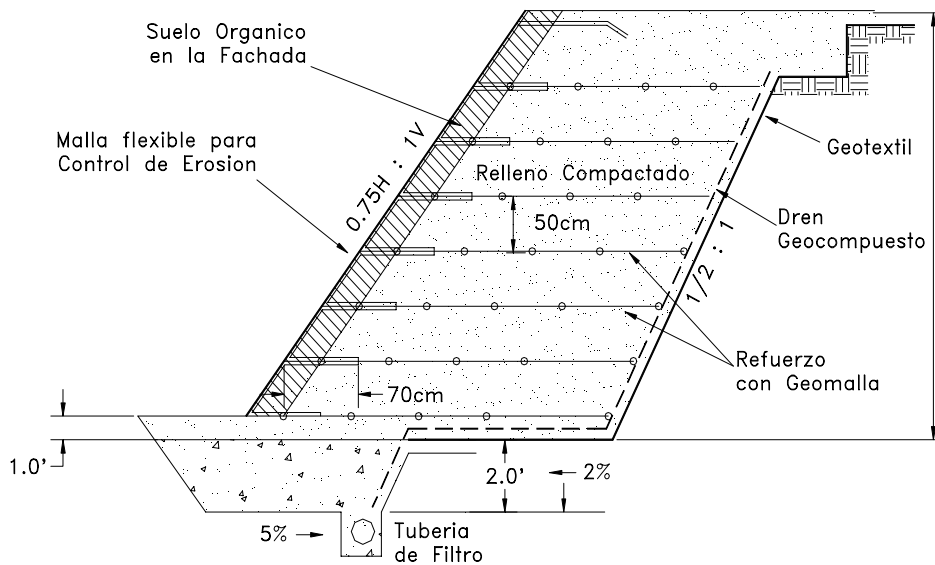


Figura 14.20 Esquema de una estructura de contención de suelo reforzado con geomallas.

El PH del relleno en el caso de tierra armada con refuerzo metálico debe ser superior a seis para impedir la corrosión acelerada del acero. El material debe compactarse a una densidad tal que garantice la estabilidad del relleno en cuanto a resistencia y compresibilidad. Comúnmente se exigen densidades superiores al 95% de la densidad máxima Proctor modificado.

El proceso de compactación debe realizarse teniendo cuidado de no romper o deteriorar los elementos de refuerzo. Debe impedirse que los vehículos tales como volquetas pasen por encima del refuerzo, antes de colocar el relleno.

El relleno cerca de la pared debe compactarse utilizando un equipo liviano, bien sea un rodillo pequeño vibratorio, una placa vibratoria de peso no mayor a mil kilos o un vibro tamper. A distancias superiores a 1.5 metros de la pared puede utilizarse equipo pesado.

Tabla 14.13 Especificaciones para rellenos de tierra armada (Geotechnical Control Office, 1989)

Requisito	Relleno de material friccionante	Relleno de material cohesivo
Tamaño máximo	150 mm	150 mm
% pasantes ½ pulgada	≥ 25%	-
% pasantes tamiz 30	≥ 8 %	-
% pasantes tamiz 200	0 a 10%	10-80
% menor de 2 micrones	-	0-10
Coefficiente de uniformidad	≥ 5	≥ 5
Límite líquido	-	≤45
Índice plástico	-	≤20

Pared exterior del Muro

En la parte exterior del muro se pueden colocar elementos prefabricados de concreto reforzado en láminas de acero, o geotextiles recubiertos con concreto lanzado o protecciones vegetales.

Conectores

El material utilizado para conectar las paredes del muro con los anclajes y las paredes entre sí debe ser de material electroquímicamente compatible, en tal forma que no promueva la corrosión por el uso de metales disímiles. Las tuercas que se utilicen deben ser de acero grado 8. Los conectores deben diseñarse en tal forma que la resistencia total del conector no sea inferior a la resistencia total del refuerzo.

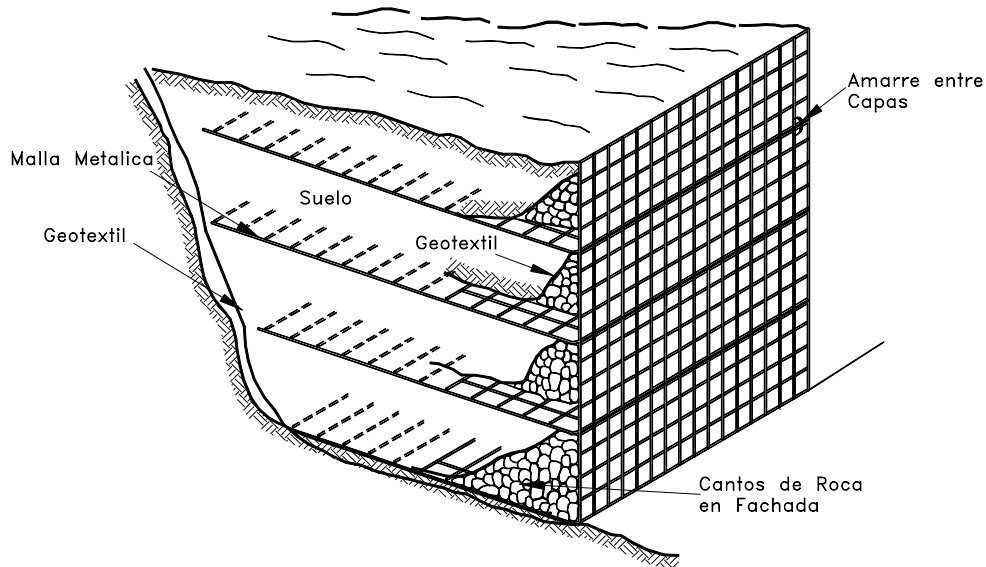


Figura 14.21 Tierra reforzada con malla electrosoldada de acero galvanizado.

Diseño

Los rellenos o muros de tierra armada deben diseñarse para estabilidad interna y externa. La estabilidad interna requiere que el refuerzo proporcione suficiente resistencia al cortante para garantizar la estabilidad de la masa de relleno. El refuerzo debe tener un tamaño, espaciamiento y longitud tales que no falle a tensión bajo los esfuerzos a los que son sometidos y no se salga (pull out) de la masa de suelos. En lo referente a estabilidad externa, el muro de tierra armada debe satisfacer los mismos requisitos de capacidad de soporte, deslizamiento y volcamiento de un muro convencional.

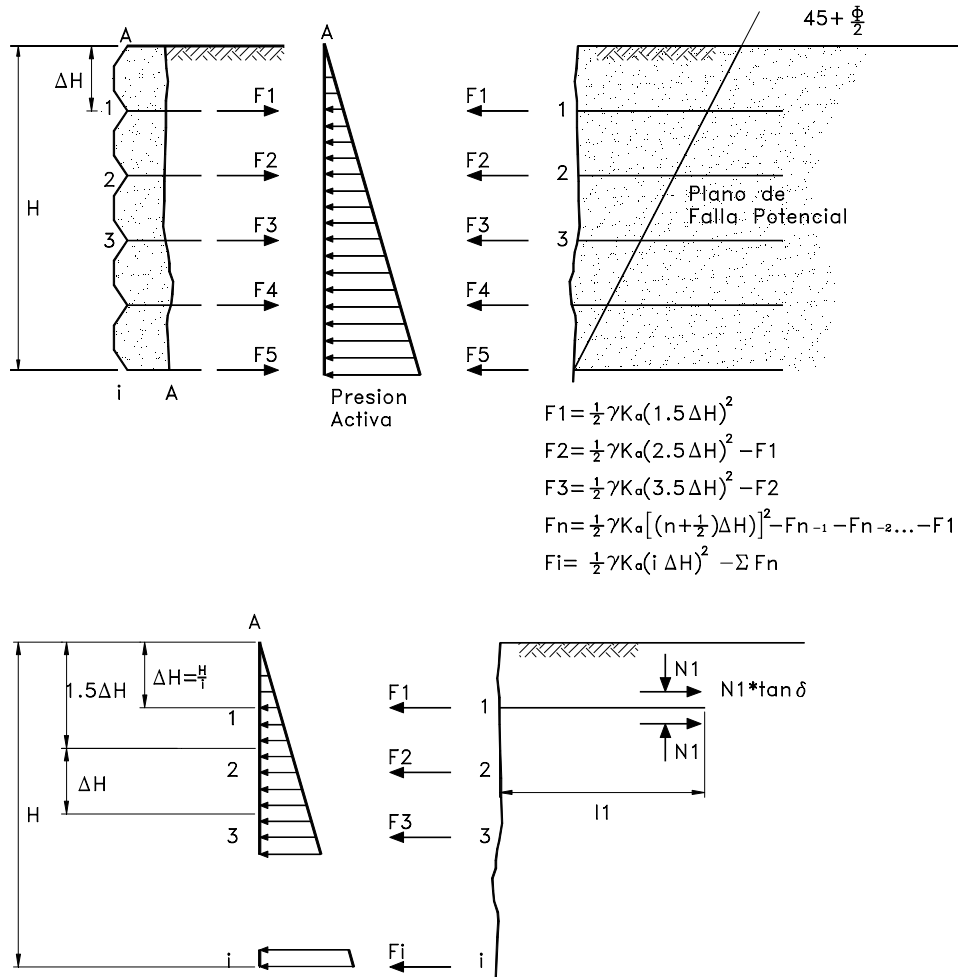


Figura 14.22 Presiones y fuerzas de diseño de tierra reforzada.

Tabla 14.14 Factores mínimos de seguridad para muros de tierra armada permanentes (Geotechnical Control Office, 1989)

Estabilidad	Factor de seguridad
General del talud	1.4
Deslizamiento de muro	1.5
Volcamiento	Generalmente no se requiere
Capacidad de soporte	2.0
Pull out	1.8
Tensión	1.7

Existe una gran cantidad de métodos de análisis y se han realizado ensayos a gran escala, en tal forma que puede garantizarse su eficiencia. Los detalles de los diferentes sistemas de diseño pueden consultarse en los documentos de Ingold (1982), Juran (1977), Schlosser (1983), Schlosser y Segrestin (1979), Shen (1981) y Stocker (1979).

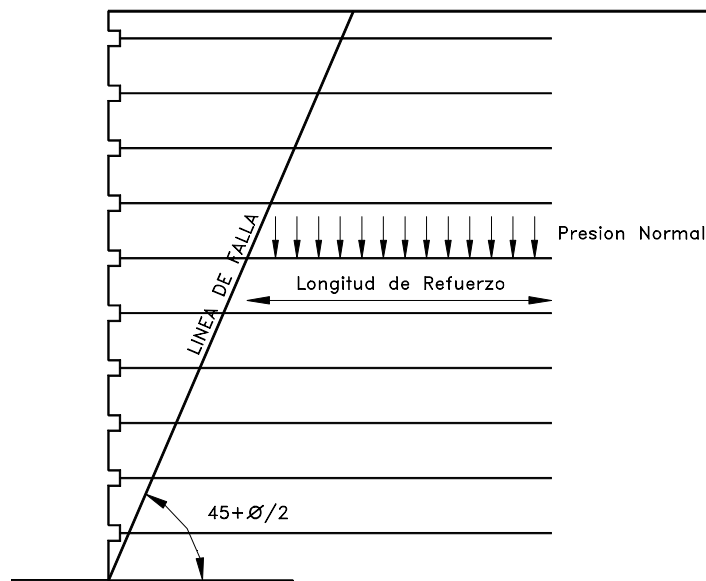


Figura 14.23 Localización de la longitud de refuerzo de diseño

El método más utilizado de diseño de muro de tierra armada es calcular el refuerzo horizontal suficiente para resistir las presiones activas del suelo de relleno de la estructura armada. El diseño incluye varias etapas así:

1. Cálculo de las fuerzas o presiones activas.
2. Distribución de estas presiones o fuerzas entre los diversos elementos de refuerzo. Estas presiones se distribuyen en forma gráfica de acuerdo a la localización de cada elemento. La fuerza total corresponde al área aferente del diagrama de presiones.
3. Cálculo de la resistencia a tensión del elemento de refuerzo.
4. Análisis de la longitud requerida para evitar arrancamiento de los refuerzos.
5. Diseño de la pared exterior.
6. Diseño del sistema de subdrenaje.

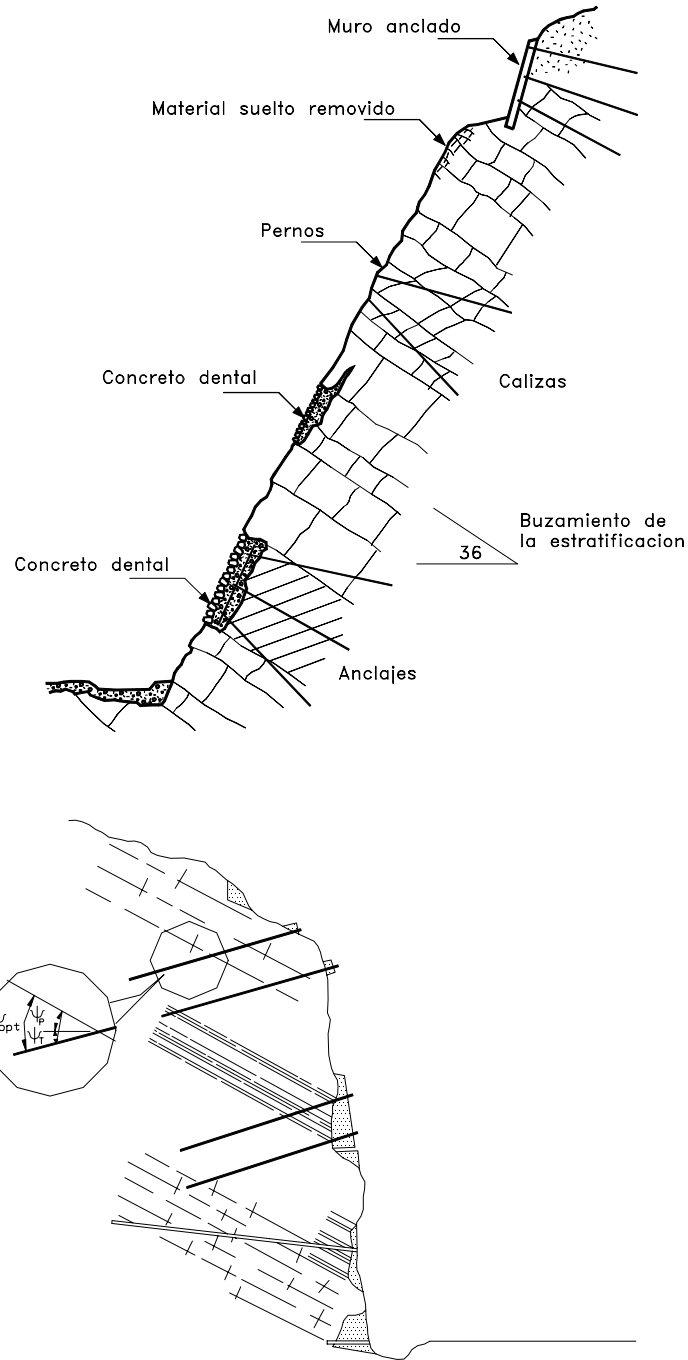


Figura 14.24 Estabilización de un manto rocoso utilizando anclajes.

14.6 ESTRUCTURAS ANCLADAS

El uso de anclajes de acero en la estabilización de taludes se ha vuelto muy popular en los últimos años. Las estructuras ancladas incluyen los pernos metálicos utilizados para sostener bloques de roca, las estructuras con tendones pretensionados, anclados en el suelo y los tendones pasivos no pretensionados.

Los anclajes en roca pueden realizarse de muchas formas:

1. Dovela de concreto reforzada para prevenir que se suelte un bloque de roca en la cresta de un talud. Estos pernos son comúnmente varillas de acero colocadas en huecos preperforados, inyectando una resina epóxica o cemento, las varillas generalmente, no son tensionadas debido a que la roca puede moverse al colocar la tensión, se utiliza hierro de alta resistencia en diámetros que varían desde ½ a 1.5 pulgadas.

2. Mallas exteriores de alambre galvanizado ancladas con pernos para evitar la ocurrencia de desprendimientos de bloques de roca o material.

Debe tenerse en cuenta que los anclajes de mallas protegen de la caída de bloques superficiales, pero no representan estabilidad para el caso de fallas de bloques grandes o movimientos de grandes masas de suelo o roca.

3. Anclajes tensionados para impedir el deslizamiento de bloques de roca a lo largo de un plano de estratificación o fractura. Estos anclajes, generalmente utilizan cable de acero, los cuales se colocan en huecos preperforados e inyectados. La fuerza de tensionamiento depende de la longitud y características del anclaje y no es raro utilizar fuerzas hasta de 50 toneladas por ancla.

4. Muro anclado para prevenir el deslizamiento de una zona suelta. Los muros anclados generalmente, incluyen el concreto lanzado para prevenir el movimiento de bloques en una zona fracturada y drenaje de penetración para impedir la presión de agua.

Estos muros anclados pueden ser pasivos o activos dependiendo de si son pretensionados o no.

Pernos Individuales no tensionados

Los pernos son elementos estructurales generalmente constituidos por varillas de acero, las cuales se colocan 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 intermedio de la varilla. En esta forma, 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 la colocación de anclajes es muy útil que se realice, previamente a la excavación (Wyllie y Norrish, 1996). Este prerrefuerzo se puede lograr instalando anclajes a medida que se avanza con la excavación o instalando pernos a la cresta del corte, antes de la excavación.

El perno se fija a la roca utilizando una resina, un cemento o por un sistema mecánico. El sistema de resina incluye cartuchos de un líquido y de un endurecedor, los cuales se mezclan en un tiempo de curado que varían 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.

Es importante que el diámetro del hueco y el tamaño de la varilla estén dentro de una tolerancia especificadas, en tal forma que la resina se mezcle y funcione correctamente. La barra se mete en el hueco y se mezcla la resina, haciéndola rotar.

La principal ventaja de los anclajes con resina es la simplicidad y velocidad de instalación y la desventaja es que la capacidad de los pernos 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.

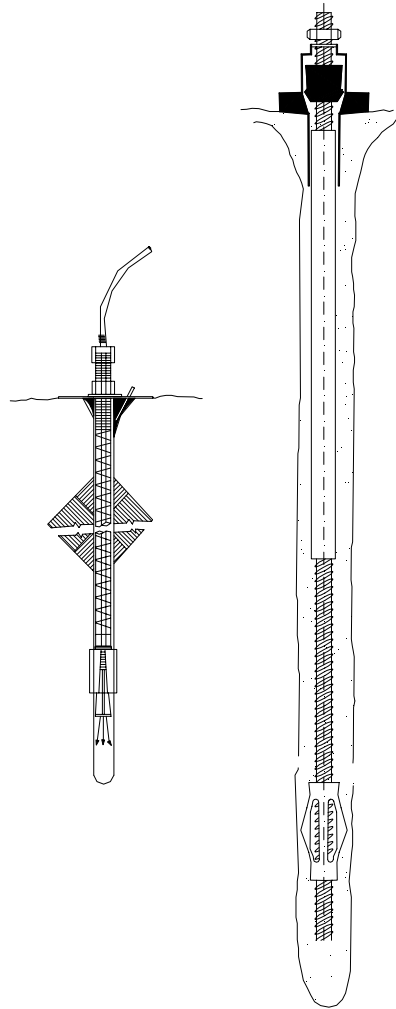


Figura 14.25 Anclaje con varilla de acero.

Anclajes Individuales tensionados (Anclas activas)

Este método consiste en la colocación dentro del macizo de roca y muy por debajo de la superficie de falla real o potencial de una serie de tirantes de acero anclados en su punta y tensados por medio de gatos en superficie. Los anclajes generan fuerzas de compresión que aumentan la fricción y / o contrarrestan la acción de las fuerzas desestabilizadoras.

Los anclajes pretensionados se colocan atravesando posibles superficies de falla, anclando los bloques a roca sana, detrás de esta superficie. El tensionamiento del perno, transmite una fuerza a la roca, produciendo una compresión y modificando los esfuerzos normales sobre la superficie de falla. Si las fuerzas de anclaje se instalan a un ángulo menor que a la normal a la superficie potencial de falla, se crea adicionalmente, una fuerza resistente que se opone al movimiento. La fuerza requerida para el anclaje, se minimiza cuando la suma del ángulo de buzamiento del ancla y el de la fractura es igual al ángulo de fricción. Se ahorra gran cantidad de pernos, instalándolos al ángulo óptimo, en lugar de colocarlos normales a la falla.

En la cabeza exterior del ancla se coloca una platina metálica para fijar el anclaje y permitir su tensado.

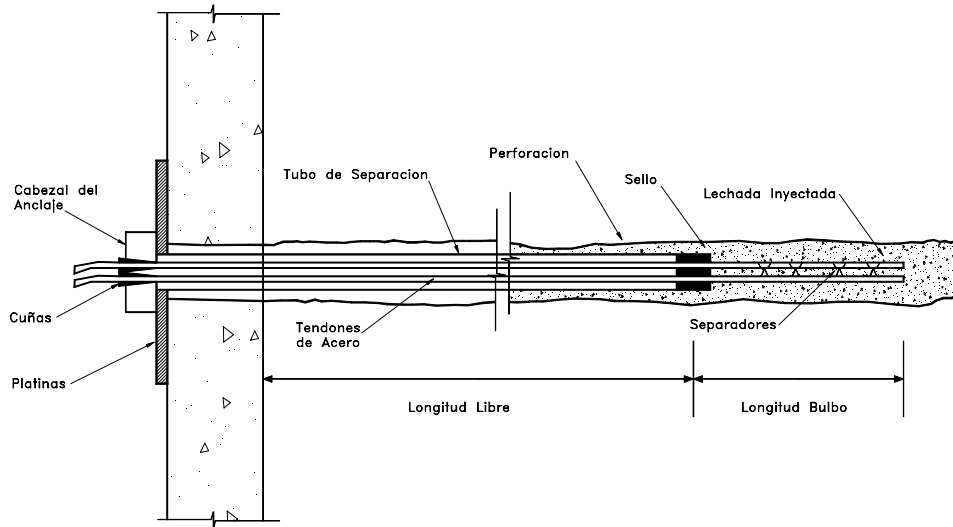


Figura 14.26 Anclaje con tendones de acero

Proceso constructivo

La construcción de un anclaje comprende los pasos siguientes:

El proceso de perforación se inicia con un tubo de revestimiento de aproximadamente 10 a 20 centímetros de diámetro y una longitud para profundizar de 3 metros, como en este tubo quedan los residuos de perforación se introduce un barreno, el cual se encarga de extraerlo y poder continuar roscando otro tramo de tubo y luego el barreno, para seguir con este proceso hasta que se alcance la profundidad deseada.

La perforación debe efectuarse con un correcto alineamiento y ángulo de inclinación, según el diseño. Se extrae la barra de perforación y se limpia el hueco, utilizando agua a presión.

Se controla la longitud del sondeo mediante la varilla de perforación.

Se coloca el tirante en el hueco y se inyecta el mortero a presión hasta la zona de selle, si se produce una pérdida considerable de inyección, es necesario reducir la presión de inyección.

La parte inicial del tirante ha sido previamente aislado con el objeto de evitar su cementación en el suelo (todo el cuerpo debe estar protegido contra la corrosión). El mortero inicia el periodo de fraguado especificado.

Se ensaya el tirante pre-esforzándolo hasta alcanzar un valor de 1.4 la carga de diseño.

Se registra la magnitud y elongación del tirante. Se fija el tirante con una carga de diseño, este valor es generalmente un 10% mayor que la fuerza final en el anclaje, con el objeto de compensar pérdidas por relajación del tirante. Se reinyecta la perforación si se desea protegerlo mejor contra la corrosión.

Adicionalmente y como parte del sistema o complemento se emplea el concreto o mortero lanzado que es concreto o mortero, el cual es colocado por medio de un sistema de bombeo a presión.

Las cargas por anclaje generalmente varían entre 10 y 130 toneladas.

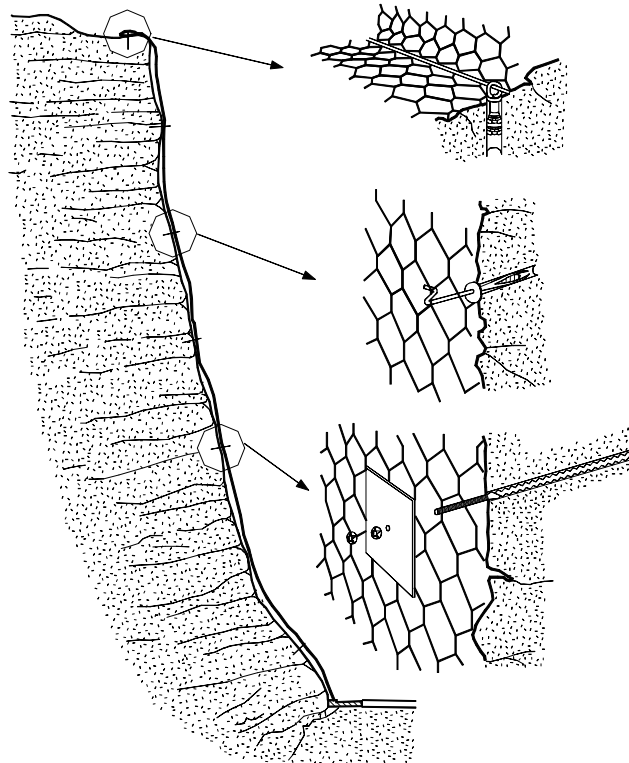


Figura 14.27 Revestimiento con malla galvanizada perna (Gaviones Maccaferri).

Se puede requerir la utilización de anclajes pretensados como apoyo temporal o pueden diseñarse como parte permanente de la estructura. El uso de anclas metálicas en suelos ácidos se ha determinado que tiene problemas a largo plazo. Adicionalmente, debe tenerse en cuenta que la colocación de las anclas puede afectar las estructuras de servicios cercanas y los derechos legales de los vecinos cuyas estructuras o tierra pueda ser afectada. Angeli, 1996 reporta la utilización de anclas de longitudes variables entre 60 y 75 metros con bulbos inyectados de longitudes entre 20 y 25 metros con vigas de concreto reforzado en la superficie y separados cada cuatro metros. Las cargas por anclaje pueden ser superiores en ocasiones a 150 toneladas, sin embargo se recomienda la utilización de cargas en lo posible, no superiores a 50 toneladas por ancla.

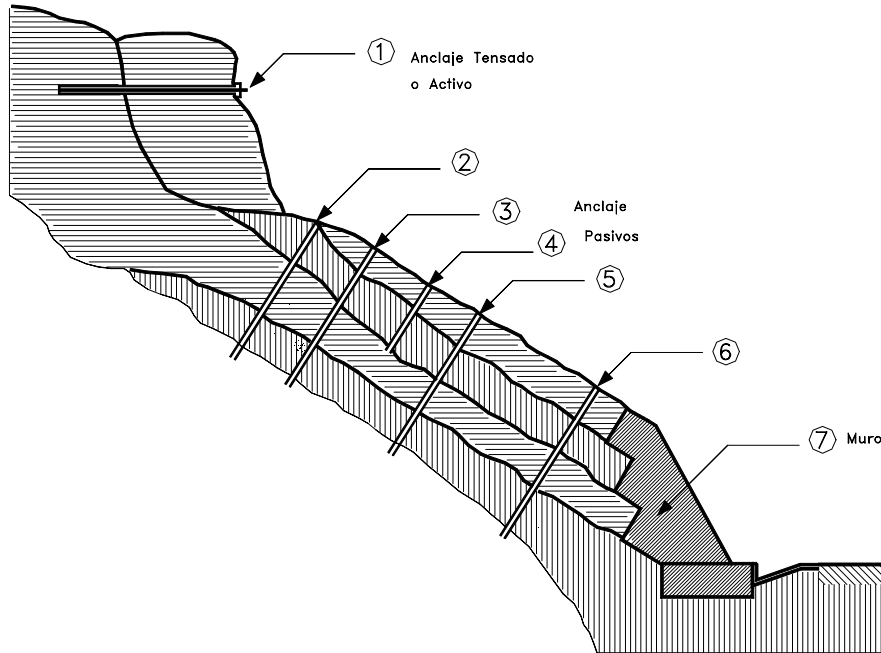


Figura. 14.28 Anclajes Activos y pasivos

Diseño de Anclajes

En un anclaje deben tenerse en cuenta varias condiciones de falla:

a. Falla del tendón o varilla.

El esfuerzo de diseño para el acero debe limitarse al 50% del esfuerzo último (Department of the Navy, 1983).

b. Falla de la unión entre el refuerzo y el cementante.

La capacidad de la unión entre el acero y la mezcla cementante depende en el número y longitud de los tendones o varillas y otra serie de factores. (Littlejohn and Bruce, 1977).

c. Falla de la unión cementante-roca o cementante-suelo.

Esta capacidad puede ser determinada por la fórmula siguiente:

$$P_u = \pi \times D_s \times \text{Resistencia de la unión}$$

Donde la resistencia de la unión depende del tipo de roca o suelo.

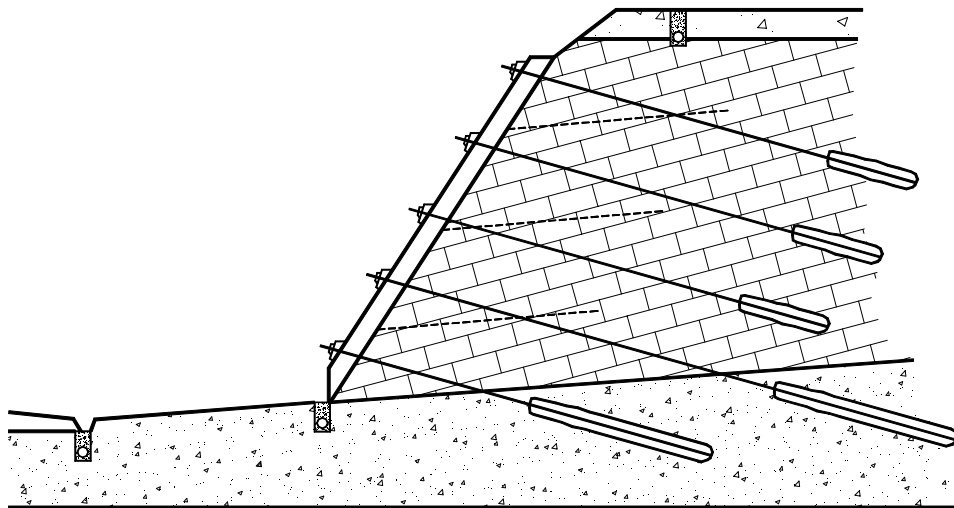
Tendones y varillas

El elemento de refuerzo que trabaja a tensión puede ser: cable de acero de alta resistencia o varillas de acero procesadas para alta tensión o Hot rolled. En ocasiones, se utilizan varillas corrientes, lo cual no es recomendable por su comportamiento en ocasiones impredecible a cargas altas de tensión. Es importante tener en cuenta los siguientes elementos:

- a. Nombre del fabricante, fecha y lugar. Generalmente se conoce el comportamiento de las varillas y tendones de acuerdo a su origen.
- b. Diámetro, área de la sección y peso unitario. En ocasiones las varillas han sido pre-tensionadas con anticipación y sus propiedades y dimensiones han cambiado.
- c. Resultados de los ensayos de propiedades mecánicas tales como: carga de rotura, elongación máxima, ductilidad, relajación y módulo de elasticidad.

Los pernos metálicos consisten en un sistema mecánico que presiona contra las presiones del hueco. Existen varios tipos de perno mecánico. La ventaja de los pernos metálicos es la instalación rápida y que el tensionamiento se puede llevar a cabo inmediatamente después de su colocación. Opcionalmente el perno puede posteriormente ser cementado.

Toda ancla debe diseñarse para un factor mínimo de seguridad de 2.0 y deben ensayarse para una carga de 150% la de diseño.



Anclajes permanentes de 50T de Capacidad

Figura 14.29 Localización de anclas en un muro anclado de materiales estratificados (Chacón Irigaray, 1996).

La protección contra la corrosión es muy importante para garantizar la larga vida de los anclajes. Especialmente en los siguientes casos:

- a. Suelos y rocas que contienen cloruros.

- b. Cambios estacionales de la tabla de agua.
- c. Ambientes marinos.
- d. Arcillas saturadas con alto contenido de sulfatos.
- e. Exposición a corrientes eléctricas que generan acción galvánica.
- f. Paso a través de suelos de características químicas diferentes.

La descripción corrosiva del ambiente puede cuantificarse en términos de pH y resistividad del sitio. En suelos ácidos con pH menor de 4, la corrosión es muy alta y en suelos con pH mayor de 7, también se produce corrosión. Así mismo los suelos orgánicos son más corrosivos que las arcillas y las arcillas más que las arenas y gravas.

Los métodos de protección contra la corrosión incluyen: el galvanizado, aplicación de cubiertas epóxicas, encapsulación del acero y el cemento.

El cemento tiene la ventaja de que genera un ambiente con pH alto que protege el acero formando una capa de óxido hidroferroso.

Bulbo de Anclaje

El bulbo es la longitud de varilla que es cementada para transmitir la carga de tensión al suelo. Generalmente, estos bulbos son longitudes no menores a 3.0 metros.

La distribución de esfuerzo a lo largo de la longitud cementada es no uniforme con máxima concentración de esfuerzos en la punta exterior del anclaje. Sin embargo, para diseño se asume que los esfuerzos son uniformemente distribuido a lo largo del perno.

El esfuerzo al cortante en el anclaje puede ser calculado por la expresión.

$$\tau_a = \frac{T}{\pi d_h l_b}$$

Donde:

T = Fuerza de tensión de diseño

d_h = Diámetro del hueco

τ_a = Esfuerzo de cortante permitido

l_b = Longitud cementada

El valor de τ_a puede estimarse a partir de la compresión uniaxial, de acuerdo a la siguiente expresión (littlejohn y Bruce, 1975):

$$\tau_a = \frac{\sigma_u}{30}$$

En la tabla 14.15 se muestran algunos valores del esfuerzo de cortante permitido para anclajes en roca.

Tipo de roca	Resistencia al cortante para diseño de anclajes (MPa)
Dura	1.05 – 1.40
Media	0.7 – 1.05
Débil	0.35-0.7
Granito, Basalto	0.55 – 1.0
Caliza dura	0.45-0.70
Caliza blanda	0.35-0.50
Lutitas duras, pizarras	0.30-0.45
Lutitas débiles	0.05-0.30
Arenisca	0.30-0.60
Rocas fisuradas	0.05-0.07
Concreto	0.45-0.90

Los tendones deben separarse entre sí utilizando espaciadores para asegurar la adherencia total de cada uno de los tendones a la mezcla cementante en toda la longitud del bulbo. Adicionalmente, deben colocarse centralizadores para garantizar que existe un cubrimiento de mezcla de mínimo 10 mm.

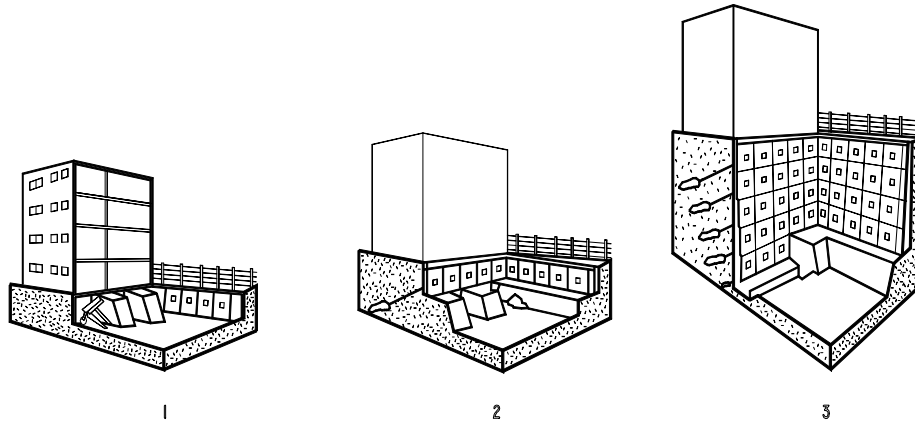


Figura 14.30 Procedimiento de construcción de un sótano con pantalla anclada.

Perforación

La perforación debe realizarse en tal forma que se garantice una superficie rugosa entre el suelo y el cementante a todo lo largo del bulbo. Es importante garantizar que no haya colapso de las paredes de la excavación para garantizar que la adherencia de la mezcla se haga con el suelo natural intacto. La perforación debe limpiarse adecuadamente. El alineamiento de la perforación no debe permitir desviaciones mayores de 1 en 20. La desviación de la línea recta no debe exceder 20 mm. en 3 metros de longitud.

El anclaje debe colocarse lo más rápidamente posible después de terminada la perforación y en ningún caso la demora debe ser superior a 24 horas.

El diámetro del hueco de perforación generalmente es determinado por el tipo de equipo disponible. El diámetro debe ser de tal tamaño que permita la inserción del perno sin necesidad de forzarlo. Un hueco de gran tamaño no mejora el diseño y puede resultar en costos innecesarios de perforación.

Una guía para la relación entre el diámetro del hueco y el diámetro del perno es la siguiente:

$$0.4 \leq \frac{d_a}{d_h} \leq 0.6$$

Generalmente la resistencia en el contacto perno-lechada es muy alta y el diseño se realiza sobre la base del contacto lechada – roca.

Inyección

Comúnmente el ancla es fijada utilizando cemento Portland ordinario y agua. La mezcla consiste generalmente, de cemento sin contracción y agua en una relación agua cemento que varía de 0.4 a 0.45. Esta relación produce una lechada que puede ser bombeada por el orificio del perno y al mismo tiempo producir una alta resistencia, con un mínimo de

exudación de agua de la mezcla. Se pueden agregar productos químicos especiales para reducir la contracción y exudación y para incrementar la viscosidad.

No se debe utilizar cemento con altos contenidos de alúmina. No se recomienda la utilización de arena mezclada con el cemento. Las cantidades de sulfatos, cloruros y nitratos de la mezcla no deben exceder los porcentajes de 4%, 0.1% y 0.1% respectivamente.

La expansión libre de la mezcla a temperatura ambiente no debe exceder del 10%. La resistencia de la mezcla a los 7 días no debe ser menor a 25 Mpa (Geotechnical Control Office, 1989), utilizando cubos de 100 mm. de lado.

La preparación de la mezcla de inyección debe realizarse utilizando una mezcladora que le dé una consistencia uniforme en un tiempo menor de 5 minutos. Después de mezclado, la mezcla preparada debe ser continuamente agitada. Previamente al proceso de inyección se debe pasar la mezcla por un tamiz nominal de 1.2 mm. El tiempo máximo permitido entre la adición del cemento a la mezcla y la inyección es de 30 minutos. La bomba de inyección debe ser desplazamiento positivo (pistón o tornillo).

La inyección debe realizarse lo más rápidamente posible después de colocado el anclaje dentro de la perforación. El procedimiento de inyección debe garantizar que no quede aire o agua dentro de la zona inyectada.

La inyección debe colocarse en forma lenta y permanente y debe continuar hasta la terminación del trabajo que es el momento en el cual ha salido mezcla continua por el tubo de salida durante por lo menos 1 minuto.

Tensionado

El tensionado del ancla no debe realizarse hasta que se haya obtenido una resistencia mínima de 25 MPa en la mezcla. El gato o equipo de tensionamiento debe tener capacidad para por lo menos 1.8 veces la carga de diseño (Geotechnical Control Office, 1989). La tensión máxima que se coloque al tendón debe ser menor del 80% de la carga de falla nominal última.

Cuando se tensiona un anclaje es importante chequear que la carga de diseño realmente fue colocada, utilizando el procedimiento del Post Tensioning Institute (1985).

El procedimiento consiste en un cargue secuencial cíclico hasta una carga máxima del 150% de la carga de diseño, midiendo la deflexión de la cabeza del anclaje, a medida que es tensionado.

El método común de tensionamiento es utilizando un gato hidráulico con un hueco cilíndrico central que permite aplicar la carga en forma precisa y axial.

Concreto lanzado

Las zonas de roca fracturada o degradada pueden ser protegidos colocando una capa de concreto lanzado. El concreto lanzado rellena los espacios entre la roca y produce una estructura de retención superficial. Sin embargo, este concreto no impide totalmente el deslizamiento y se requiere en muchos casos que vaya acompañado en muchos casos de pernos o anclajes. El concreto lanzado debe reforzarse superficialmente utilizando una malla metálica.

Las áreas cubiertas con concreto lanzado deben drenarse utilizando drenes de penetración o lloraderos a través del concreto lanzado.

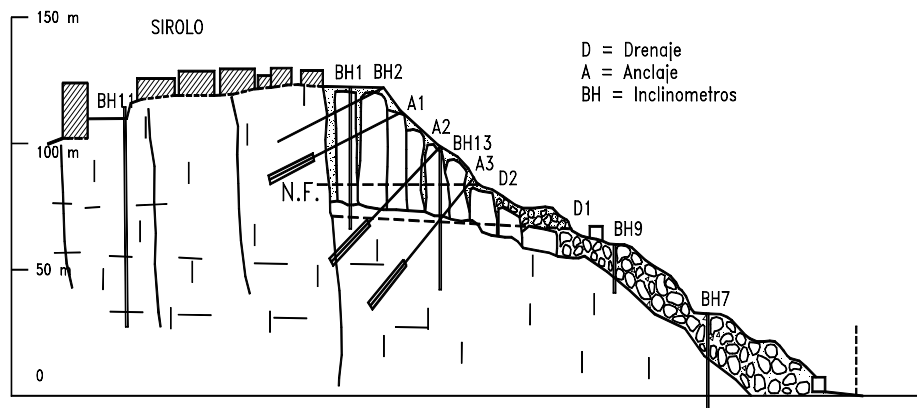


Figura 14.31 Esquema de un sistema combinado de anclajes profundos (Más de 60 metros), subdrenes de penetración y control con inclinómetros.

Muros anclados

El diseño de muros anclados puede realizarse utilizando varios procedimientos. Los más comunes son el método de la cuña anclada y la utilización de análisis de estabilidad de taludes por los procedimientos de Bishop o de Janbu. Algunos diseñadores utilizan la teoría de presión de tierra de Rankine o Coulomb para calcular las presiones sobre los muros anclados, sin embargo, estas teorías dan resultados totalmente aislados de la realidad porque no tienen en cuenta los elementos geotécnicos en los suelos residuales.

Método de la cuña anclada

El diseño propuesto con base en criterios de Ingeniería se verifica, analizando la estabilidad del bloque de suelo que constituye el macizo de anclaje.

En caso de que haya anclajes a un solo nivel, la estabilidad del macizo de anclaje se analiza tomando una superficie potencial de falla. Esta superficie va de la base del muro hasta el punto medio de la longitud efectiva de anclaje. Si los anclajes se sitúan por debajo de la base del muro, se elimina este tipo de estabilidad.

La solución de la estabilidad se puede realizar por el polígono de fuerzas o en una forma más precisa, por sumatoria de fuerzas.

Se debe cumplir la condición:

$$T_s \times F_s > T M$$

Donde:

TM = Tracción límite admisible calculada por el análisis global.

Ts = Fuerza calculada para garantizar el equilibrio.

Cuando esta expresión no se cumple, el cuerpo del anclaje debe alargarse o inclinarse.

En el caso de varias líneas de anclaje, habrá que verificar si es necesaria la estabilidad para cada línea de anclaje, de acuerdo a la zona de selle, si se encuentra por encima o por debajo del pie del muro.

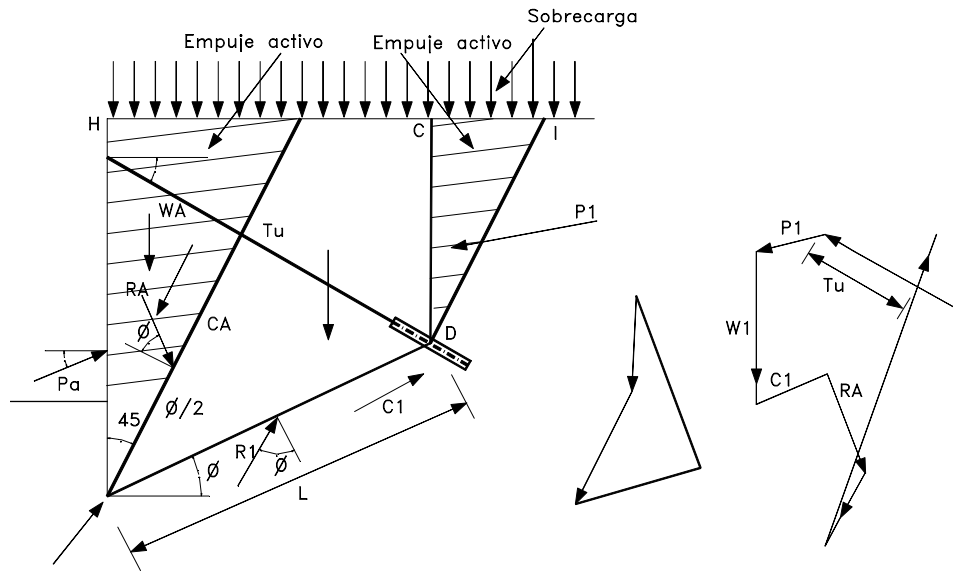


Figura 14.32 Diagrama general de anclajes en un muro anclado.

Sistema de análisis Janbú o Bishop

Este sistema es el más utilizado en la actualidad por la posibilidad de empleo de programas de Software de estabilidad de taludes. El sistema consiste en colocar una serie de cargas vectoriales simulándolas las anclas sobre las dovelas. En el análisis de estabilidad por el sistema de Bishop o Janbu el factor de seguridad se calcula siguiendo el procedimiento normal de los programas. El diseño consiste en determinar la localización y cargas de las anclas que producen un factor de seguridad predeterminado.

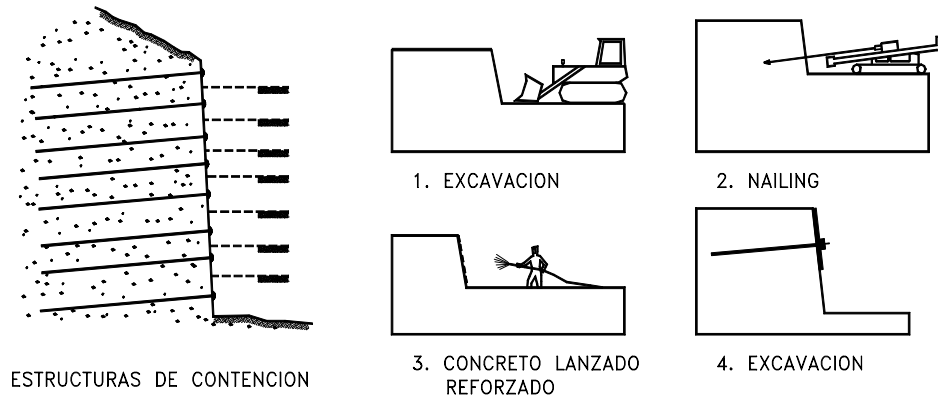
Micropilotes (Soil nailing)

El Soil Nailing es un método de refuerzo in situ utilizando micropilotes vacíos capaces de movilizar resistencia a tensión en el caso de ocurrencia de un movimiento. Se diferencian de los pilotes en cuanto los micropilotes no resisten cargas laterales a flexión.

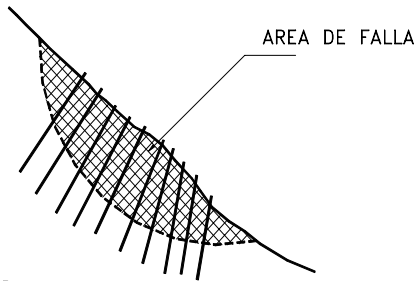
Los micropilotes pueden ser varillas de acero, tubos o cables que se introducen dentro del suelo natural o la roca blanda y son inyectados dentro de huecos preperforados. Generalmente son espaciados a distancias relativamente pequeñas.

Los micropilotes pueden ser hincados o inyectados en perforaciones previamente realizadas. Junto con el suelo estos alfileres o nail forman una estructura de suelo reforzado. Los nail o alfileres se diferencian de los anclajes en el sentido de que son pasivos, o sea, que no son postensionados. Adicionalmente los Nails están mucho más cercanamente espaciados que los anclajes.

EXCAVACION POR NIVELES



ESTRUCTURAS DE CONTENCION



ESTABILIZACION DE TALUD

Figura 14.33 Esquema general del soil nailing.

Comúnmente se utiliza un alfiler por cada uno o seis metros cuadrados de suelo de superficie. La estabilidad de la superficie del terreno es controlada por una capa delgada de concreto lanzado, de espesor de 12 a 18 centímetros con una malla de refuerzo. Estas estructuradas se les utilizan tanto en suelos granulares como cohesivos.

Existen dos sistemas de funcionamiento de los micropilotes:

1. Micropilotes que transfieren las cargas a través de suelos sueltos o blandos a un material mucho más competente. En este caso los micropilotes se diseñan anclados o como si conformaran una estructura aporticada.
2. Micropilotes que refuerzan el suelo (Juran, 1996).

La estabilidad del Soil nailing se basa en dos factores así:

- a. Desarrollo de fricción o adhesión en la interfase suelo alfiler.
- b. Resistencia pasiva desarrollada a lo largo de la superficie perpendicular a la dirección del soil nailing.

Este sistema es mucho más efectivo en suelos granulares duros y en arcillas limosas competentes.

El suelo debe tener suficiente resistencia para resistir un talud vertical de aproximadamente dos metros de altura sin deformación.

El sistema de Soil nailing no es muy efectivo en suelos granulares sueltos o en arcillas blandas. La presencia de niveles freáticos altos también puede representar dificultades de construcción. Elías (1991) y Byrne (1992) presentan algunos sistemas de diseño de alfileres.

Estos sistemas son relativamente flexibles y por lo tanto resistente a fuerzas sísmicas; sin embargo, el comportamiento dinámico de estas estructuras es relativamente desconocido y se requiere desarrollar sistemas de diseño para sismos.

Debe tenerse en cuenta que muchos de los procedimientos de instalación de Nails están protegidos por patentes.

Esta tecnología ha sido utilizada especialmente para la estabilización de excavaciones temporales y hay alguna preocupación sobre la rata de corrosión del material utilizado; sin embargo, en el mercado han aparecido materiales y protecciones de alta resistencia a la corrosión.

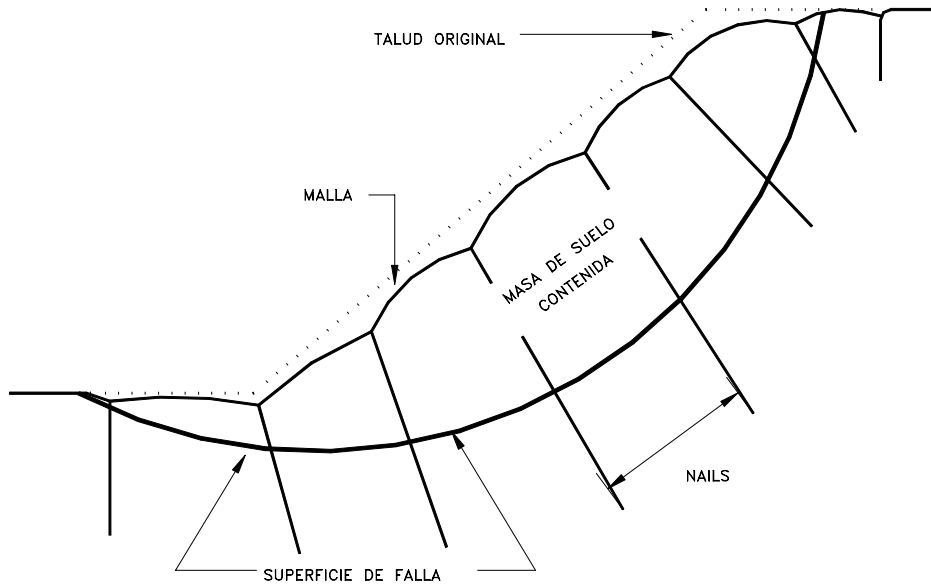


Figura 14.34 Procedimiento de estabilización utilizando “nails” y Malla.

El diseño de taludes con Nails generalmente, se basa en análisis de equilibrio límite, calculando factor de seguridad. Los sistemas incluyen el diseño de espaciamiento, tamaño, y longitud de los Nails y el diseño del recubrimiento de la superficie. Para taludes permanentes el diseño debe considerar siempre medidas de protección contra la corrosión. Para el diseño del sistema el Ingeniero puede escoger el método que considere más apropiado basado en su experiencia y sentido común. Algunos de los métodos de diseño se presentan en la tabla 14.16.

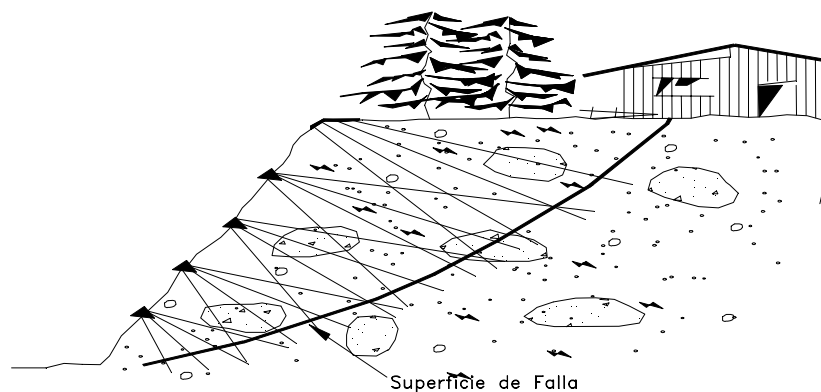


Figura 14.35 Raíces de micropilotes (Root-piles) Lizzi 1977.

Tabla 14.16 Detalles de los diferentes métodos de diseño de Soil Nailing (Elías y Juran, 1991)

Detalles	Método francés (Schlosser, 1983)	Método Alemán (Stocker, 1979)	Método Davis (Shen, 1981)	Método Davis modificado (Elías y Juran, 1988)	Método cinemático (Juran, 1989)
Análisis	Equilibrio límite de momentos	Equilibrio límite de fuerzas	Equilibrio límite de fuerzas	Equilibrio límite de fuerzas	Análisis de esfuerzo de trabajo (estabilidad local)
Propiedades de entrada	Suelo:(c, ϕ') Fuerzas límite de los Nails. Rigidez	Suelo:(c, ϕ') Fricción lateral	Suelo:(c, ϕ') Fuerzas límite de los Nails Fr. Lateral	Suelo:(c, ϕ') Fuerzas límite de los Nails Fricción Lateral	Suelo:($C/\gamma H, \phi'$) Parámetro N
Fuerzas en los Alfileres	Tensión, corte, momentos	Tensión	Tensión	Tensión	Tensión, corte, momentos
Superficie de falla	Circular	Bilineal	Parabólica	Parabólica	Espiral Logarítmico
Mecanismo de Falla	Combinada	Pull - out	Combinada	Combinada	No aplicable
Factor de Seguridad a resistencia del suelo	1.5	1.0 (Resistencia Residual)	1.5	1.0	1.0
Resistencia al arrancamiento	1.5	1.5 – 2.0	1.5	2.0	2.0
Niveles Freáticos	Sí	No	No	No	Sí
Geometría de la Estructura	Cualquiera	Inclinada o Vertical	Vertical	Inclinada o Vertical	Inclinada o Vertical
Estratificación	Sí	No	No	No	Sí
Resultado	Factor de Seguridad de superficie de falla	Factor de Seguridad de superficie de falla	Factor de Seguridad de superficie de falla	Factor de Seguridad de superficie de falla	Fuerzas en los alfileres y superficie de falla

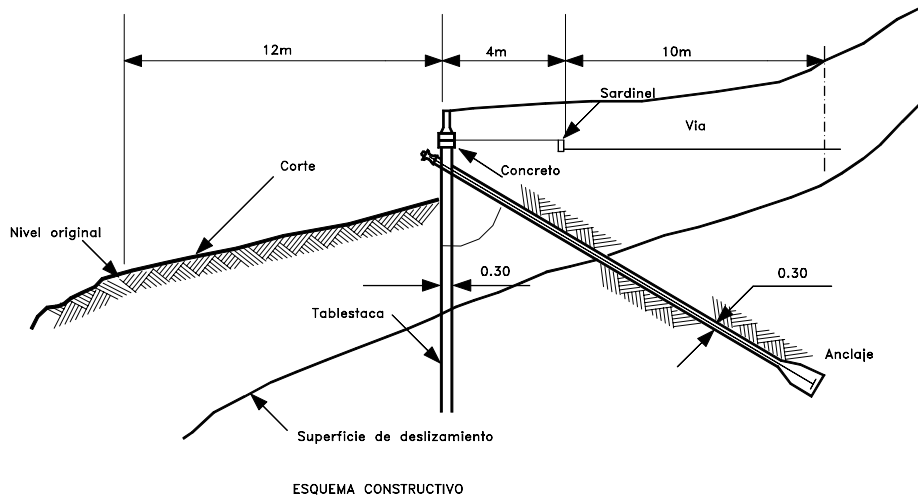


Figura 14.36 Tablestaca anclada

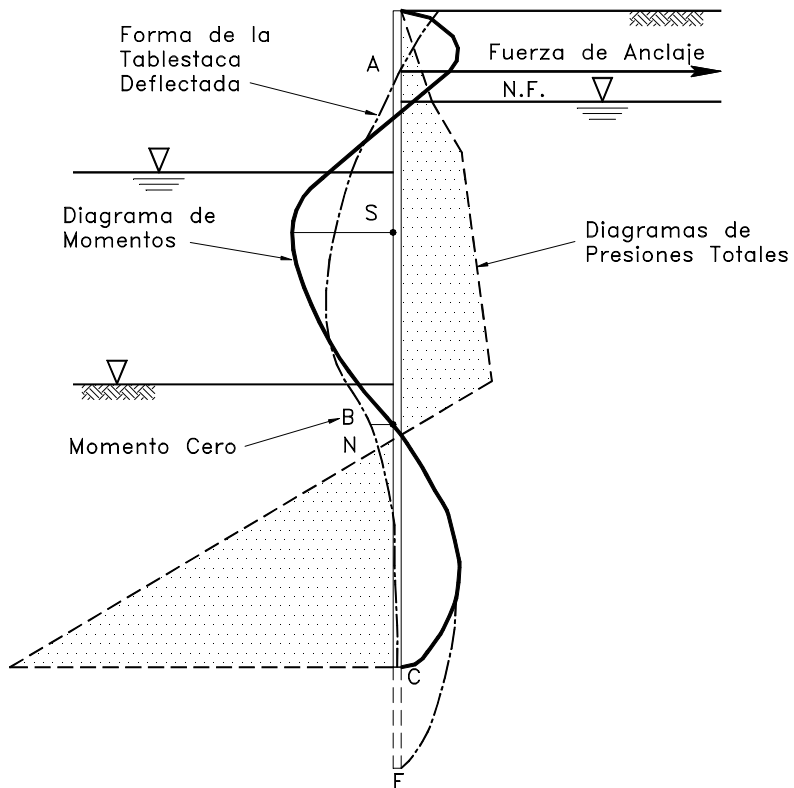


Figura 14.37 Presiones de tierra y momentos internos en tablestacas por el método "Fixed earth support".

14.7 ESTRUCTURAS ENTERRADAS

Las estructuras enterradas son elementos capaces de resistir esfuerzos a flexión que se colocan dentro del suelo atravesando la posible superficie de falla. Estas estructuras trabajan empotradas en el suelo por debajo de la falla. Se conocen varios tipos de estructura enterrada así:

1. Tablestacas
2. Pilotes
3. Pilas o Caissons

Tablestacas

Las tablestacas son estructuras de contención hincadas, delgadas y esbeltas las cuales trabajan generalmente a flexión empotradas o ancladas. Pueden ser de acero, de concreto o de madera siendo las de acero las más utilizadas. El muro de tablestaca está conformado por una serie de pilotes unidos entre sí para formar una pared continua. La integridad del muro depende de las uniones entre pilotes individuales.

Las tablestacas son utilizadas con relativa frecuencia como estructura de contención para la conformación de muelles en ríos o mares. Para su hincado se requiere que el suelo permita la penetración del pilote y no existan bloques o cantos grandes de roca. La sección de la tablestaca depende de la altura de la tierra a retenerse y de las condiciones del suelo y agua, así como del sistema de anclaje de los pilotes.

La altura de los muros de tablestacas varían generalmente entre 4.5 y 12 metros.

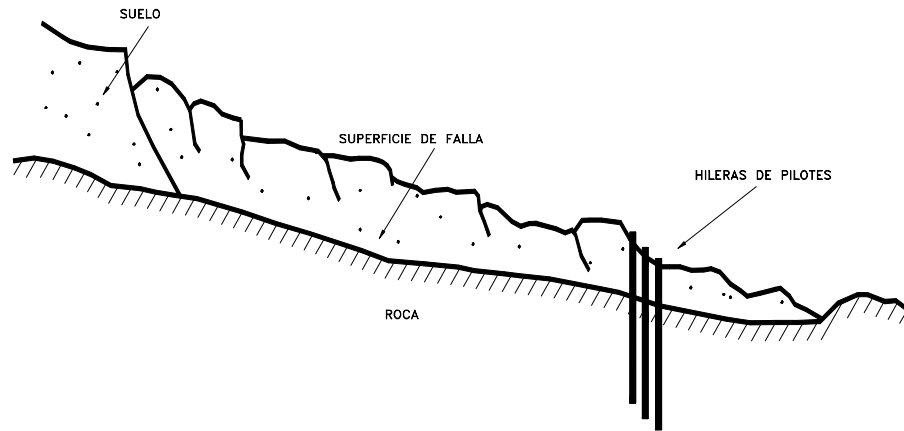


Figura 14.38 Esquema general del uso de pilotes para estabilizar deslizamientos.

Pilotes

Los pilotes hincados han sido utilizados en ocasiones para la estabilización de deslizamientos activos. Este método sólo es apropiado para deslizamientos poco profundos y suelos que no fluyan entre los pilotes.

Los deslizamientos profundos generalmente producen fuerzas laterales muy grandes que no pueden ser resistidas fácilmente por los pilotes.

Los pilotes deben enterrarse en suelo firme y competente para evitar su arrancamiento o inclinación. Es común la utilización de estructuras de concreto armado, uniendo las cabezas de los pilotes para mejorar su rigidez y comportamiento en general.

La resistencia o capacidad de un pilote y su efecto de factor de seguridad depende de la profundidad a la cual se encuentra hincado el pilote por debajo de las superficies de falla.

El diseño de los pilotes supone la ocurrencia de presiones de tierra sobre el pilote arriba de la superficie de falla y de reacción de subrasante por debajo de esta. Internamente los pilotes se diseñan a flexión y a cortante, como se indica en la figura (Roman, 1996).

Para determinar el espaciamiento entre pilotes y su longitud de empotramiento dentro del suelo quieto se deben cumplir las siguientes condiciones:

- a. La presión lateral sobre el pilote debe ser menor que su capacidad de soporte bajo cargas horizontales.
- b. El suelo entre pilotes no debe ser extruido.

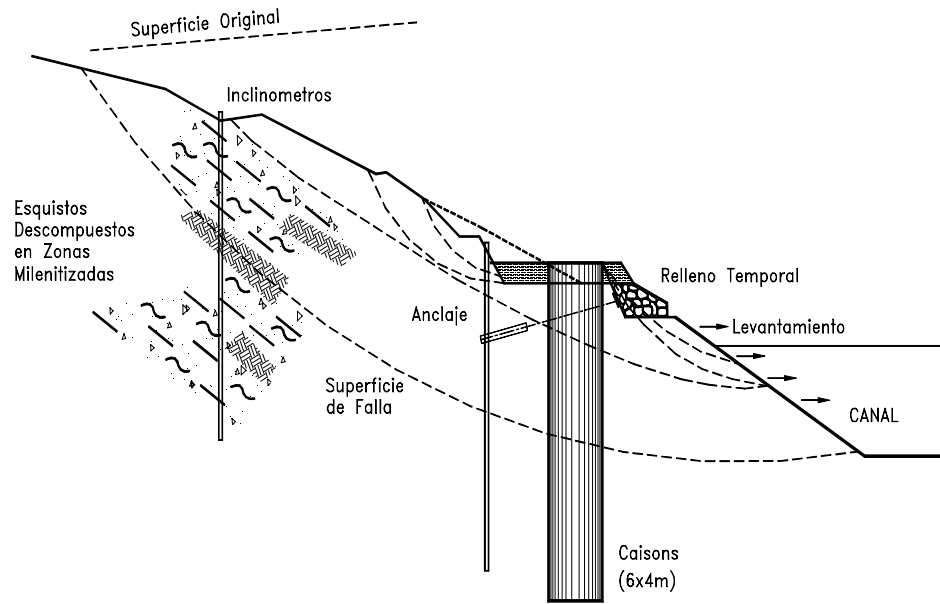


Figura 14.39 Utilización de pilas de gran diámetro o caissons para la estabilización de un deslizamiento.

Muros en cofres celulares

Los cofres celulares consisten en muros de tablestaca que conforman cilindros de gran diámetro los cuales se rellenan de suelo. La tablestaca actúa como contención del suelo y la estructura obtiene su resistencia del sistema combinado muro-suelo, el cual forma una gran estructura de gravedad.

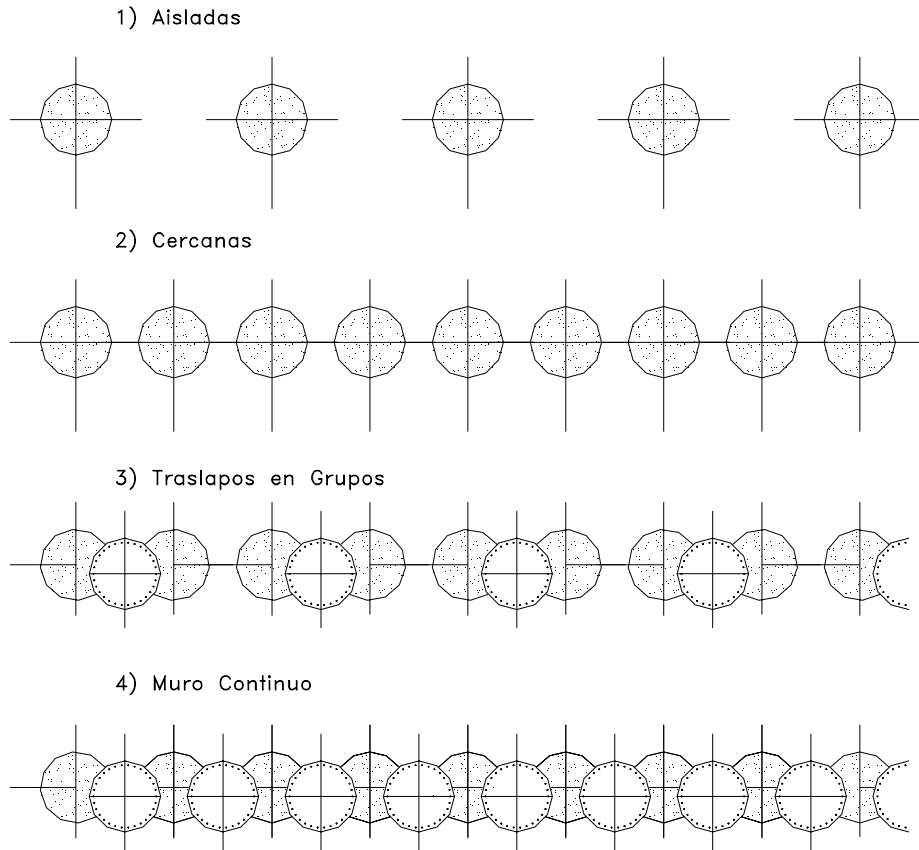


Figura 14.40 Sistema de grupos de pilas para conformar muros de contención.

Muros de pilas de gran diámetro

En ocasiones se construyen grandes muros a profundidades importantes construyendo pilas de gran diámetro unidas entre sí, conformando una estructura o muro de gravedad. Estos muros o pilas generalmente son de concreto armado y se excavan utilizando procedimientos similares a los de las pilas para cimentación de edificios. Generalmente se construye una sola hilera de pilas o pilotes, pero en algunos casos se utilizan dos hileras.

La construcción de pilas de gran diámetro para la estabilización de deslizamientos fue descrita por Pachakis y otros (1997) para la estabilización de un talud en Grecia. El sistema consiste en la construcción de filas de pilas fundidas en sitio de más de un metro de diámetro a un espaciamiento similar a su diámetro. Las pilas se excavan en el suelo o roca y se unen entre sí por medio de vigas formando una estructura reticular. Se pueden construir en el pie, en la parte media o en la parte alta de los deslizamientos.

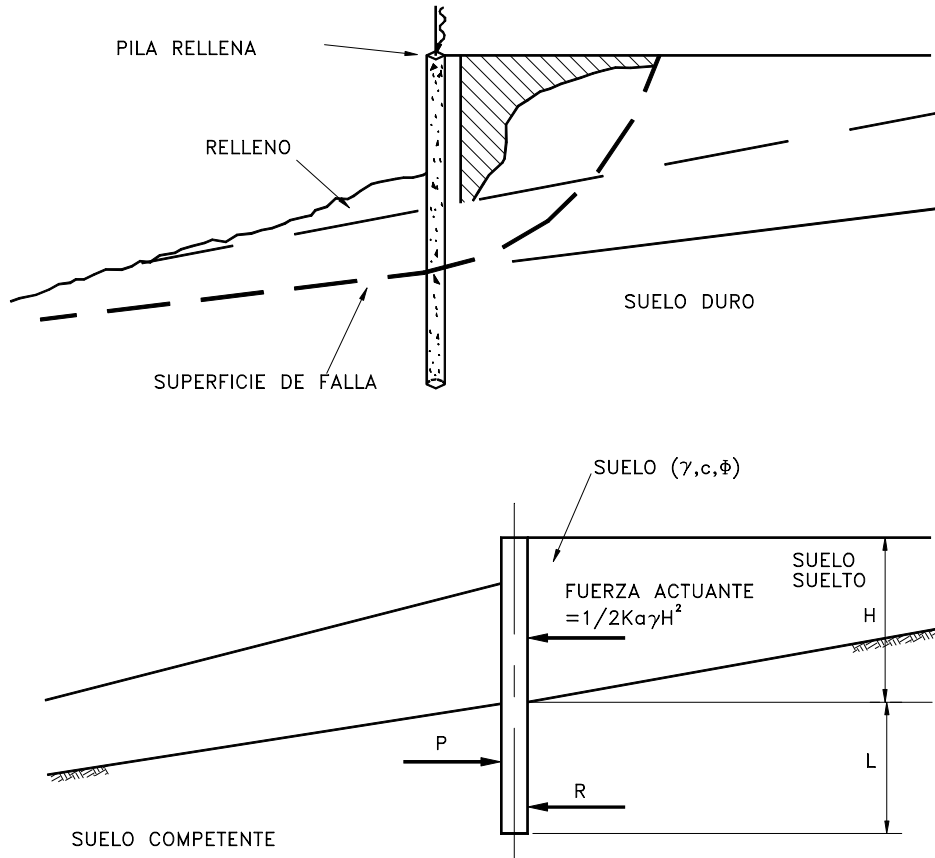


Figura 14.41 Esquema del planteamiento de una pila como muro de contención.

En muchas ocasiones la construcción de muros es difícil debido a la imposibilidad de realizar excavaciones previamente a la construcción del muro. En estos casos la construcción de pilas perforadas de 1 a 2 metros de diámetro unidas entre sí para conformar un muro puede resultar una solución muy efectiva. Las pilas deben enterrarse a una profundidad suficiente dentro de un estrato competente para producir fuerzas laterales que permitan la estabilidad de los muros. En todos los casos la profundidad de las pilas debe sobrepasar la superficie de falla crítica.

Para utilizar el efecto de arco entre las pilas éstas generalmente, se colocan a una distancia de hasta 3 diámetros entre sí.

Brandl, (1996) reporta la utilización de caissons de 6 m x 4 m y profundidad de 25 m para estabilizar un deslizamiento en un esquistos meteorizado con zonas miloníticas. Estos caissons fueron construidos en etapas ayudados por concreto lanzado para permitir su hincado. Los caissons de concreto armado se diseñaron como una pared utilizando la teoría de presión de tierras y la teoría de reacción de la subrasante. Dentro de los caissons se construyeron anclajes profundos.

La resistencia de las pilas puede aumentarse contruyéndole anclajes en su parte posterior bien sea perforados o como cables unidos a muertos de concreto.

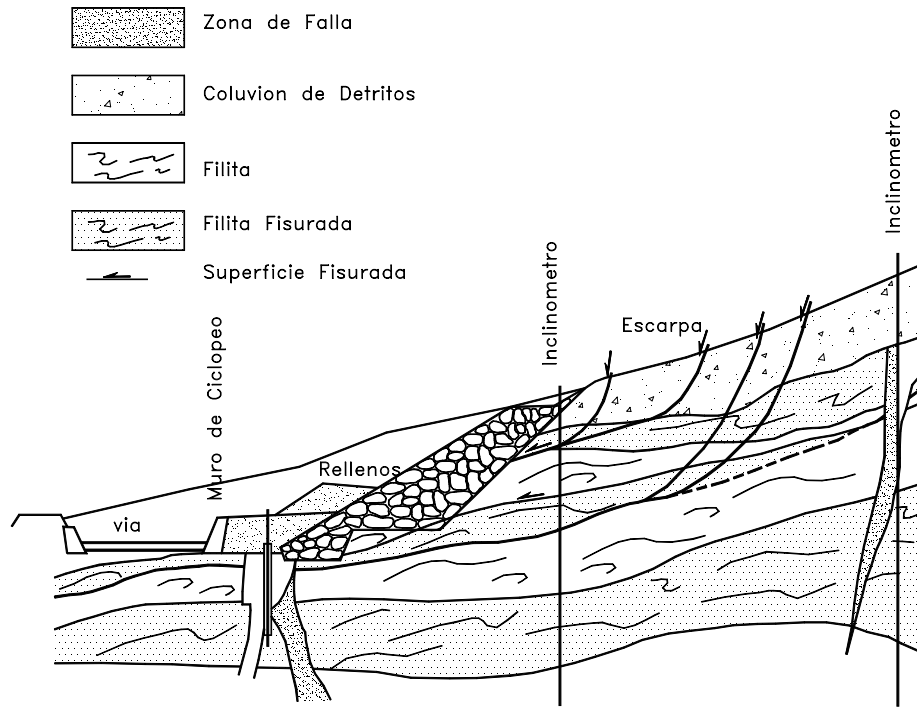


Figura 14.42 Utilización combinada de relleno y pilas con inclinómetros incorporados.

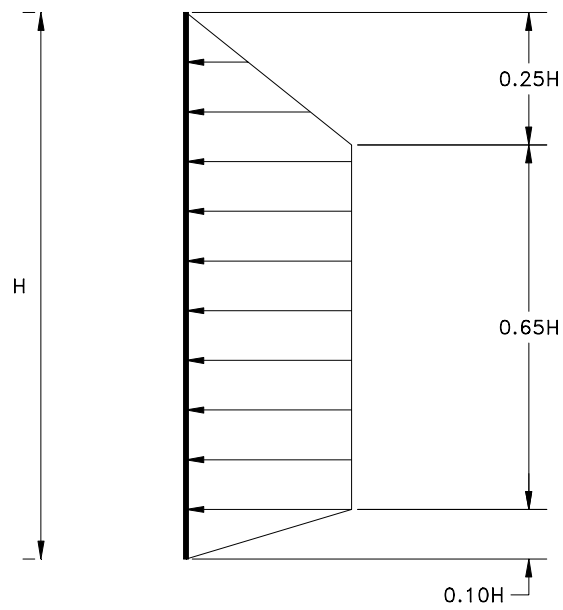


Figura 14.43 Distribución de carga sobre un pilote o pila.

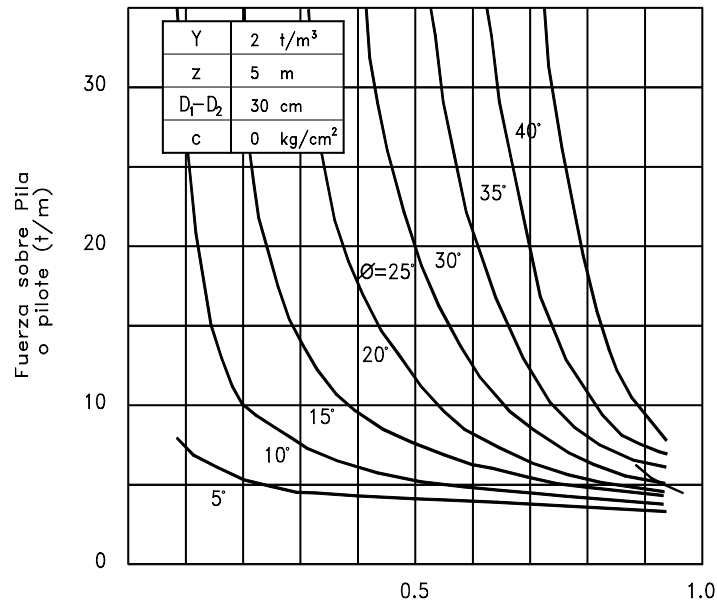
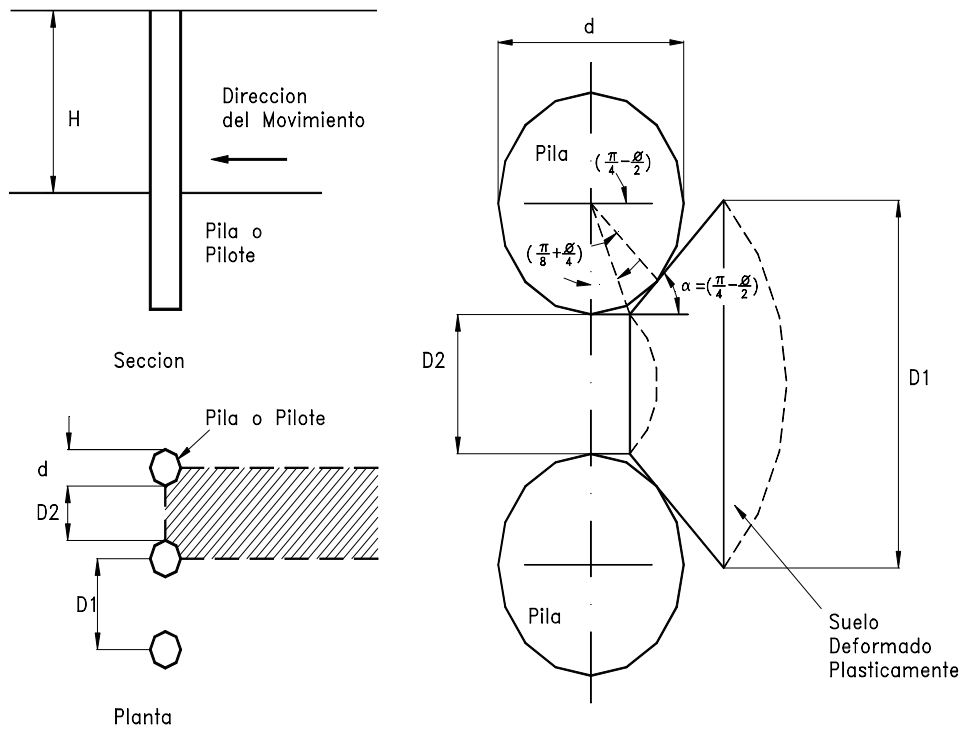


Figura 14.44 Cálculo de la fuerza sobre un pilote o pila (Ito y Matsui, 1975).

Fuchsberger (1996) presenta un caso en el cual se construyeron pilas de concreto armado de 1.5 metros de diámetro cada cuatro metros a profundidad de 13 metros, instalando en su interior tubos de inclinómetro para monitorear las estaciones de la pila. Cada pila se supone totalmente embebida en el suelo por debajo de la superficie de falla y se diseña utilizando la teoría de presión de tierras.

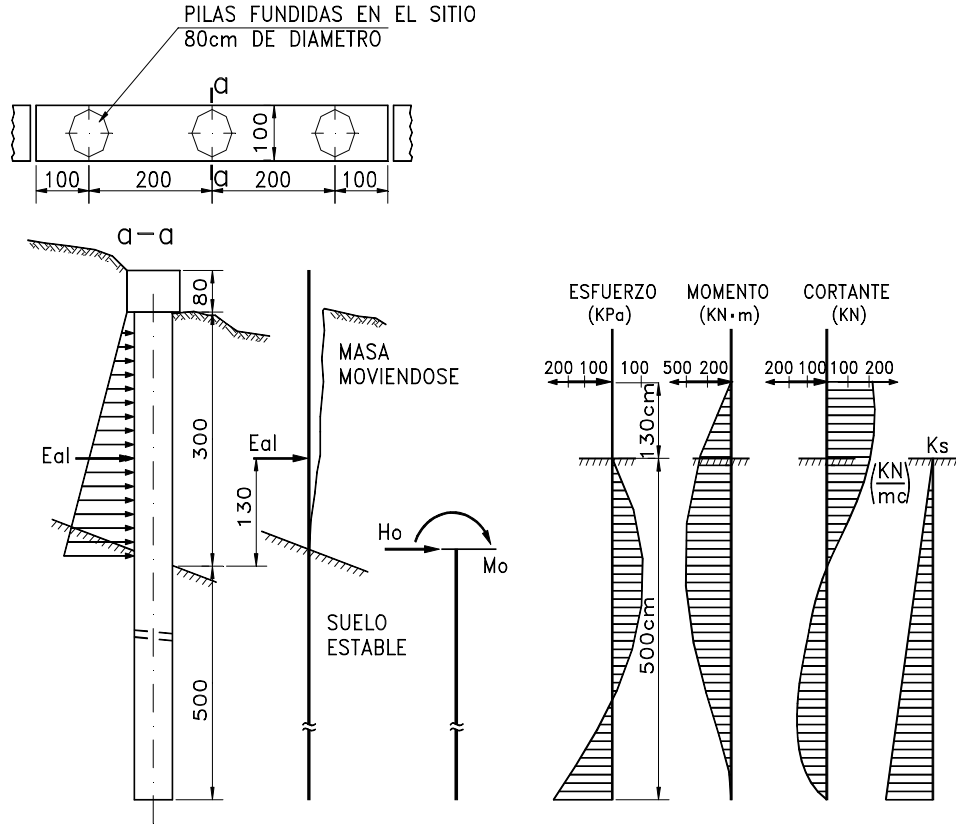


Figura 14.45 Diagramas de esfuerzos sobre pilotes en deslizamientos.

REFERENCIAS

- Angeli M.G., Pontoni F., Gasparetto P. (1996) "Long-term monitoring and remedial measures in a coastal landslide (Central Italy)". Proceedings of the seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp1497-1502.
- Bachus, R.C. , R.D. Barksdale, (1989). "Design Methodology for Foundations on Stone Columns", Foundation Engineering Congress, Evanston, Illinois, pp. 244-257, June.
- Brandl H. (1996) "Stabilization of multiple progressive slope failures". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp.1661-1666.
- Brandl H. (1985) "Slope Stabilization and Support by crib walls" Proceedings of the third international seminar .Soil improvement methods. Singapore pp.179-198.

- Byrne, R.J. (1992). "Soil Nailing: A simplified Kinematic Analysis" Grouting, soil improvement, and geosynthetics New Orleans (R. H. Bordden, R.D. Holtz, and I. Juran, eds.) Geotechnical Special Publication 30, American Society of Civil Engineers, New York, Vol.2, pp. 751-764.
- Department of the Navy (1983). "Soil Dynamics, Deep Stabilization, and Special Geotechnical Construcción". Design Manual 7.3, Alexandria, Virginia.
- Elias, V. , Swanson P., (1983). "Caiforms of Reinforced Earth with Residual Soils, Transportation Research Board 919, Washington, DC.
- Elias, V., Juran L. (1991). "Soil Nailing for stabilization of Highway slopes and excavations". Report FHWA-RD-89-198. FHWA, U.S. Department of Transportation, 210 p.
- Fuchsberger M. , Mauerhofer G. (1996) "Slip at a major cut for a motorway in the Austrian Alps-A case history of its cause and its stabilisation". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp.1687-1692.
- Geotechnical Control Office (1989) "Model Specification for prestressed Ground Anchors". Civil Engineering Services Department, Hong Kong, 168p.
- Geotechnical Control Office (1989) "Model specification for reinforced fill structures". Civil Engineering Services Department, Hong Kong, 140 p.
- Goughnour, R.R., Sung J.T. ., Ramsey J.S, (1990). "Slide Correction by Stone Columns", Deep Foundation Improvements: Design, Construction, and Testing, M.I. Esrig and R.C. Bachus, Eds., ATM STP – 1089.
- Gray D. H – Sotir R. B. (1996) "Biotechnical and soil Bioengineering Slope stabilization". John Wiley & Sons, Inc. 378 p.
- Hoek, E. (1983). "Strength of jointed rock masses". Geotechnique, Vol.33, No. 3, pp.1878-223.
- Holtz R.D., Schuster R.L.(1996) "Stabilization of soil slopes". Landslides investigation and mitigation. Special report 247. Transportation research Board. National research council. Pp.439-473.
- Ito T. Matsui T. (1975) "Methods to estimate lateral force acting on satabilizing piles" Soils and Foundations V15 p 43-59.
- Juran I, Benslimane A. , Bruce D.A. (1996) "Slope stabilization by micropile reinforcement". Proceedings of the seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp1715-1726.
- Littlejohn, G.S., Bruce D.A.. (1975). "Rock Anchors-state of the art". , Design in Ground engineering, Vol.8, No. 4, pp. 41-48.
- Pachakis M, Anagnostopoulos A.G., Tsiambaos G., (1997) "Landslides stabilization by large diameter piles". Proceeding International Symposium on Engineering Geology and the environment. Athens, pp937-942.
- Post Tensioning Institute, (1985). "Recommendations for prestressed rock and soil anchors", 2nd. Ed. Phoenix, Arz., 57 pp.
- Roman F. , Cacuci D. (1996) "Stability analysis and strenghtening solutions of sliding slopess". Proceedings of the seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp1783-1785.
- Schlosser, F. Segrestin P., (1979), "Dimensionnement des ouvrages en Terre Armee par la methode de l'Equilibre Local", Proceedings of International Conference on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Other Techniques, Paris, Vol. I.
- Schlosser, F., (1983). "Analogies et differences dans le Comportement et le Caicul des Ouvrages de Soutenement en Terre Arme et par Clougae du Sol", Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, No. 418.
- Shen, C.K., Hermann L.R., Romstad K.M, Bang S., Kim Y.S., De Natale J.S., (1981), "An in-Situ Earth Reinforced Lateral Support System," Report 81-03 for the University of California, Davis, California, March.
- Stocker, M.F., Korber G.W., Gassler G., Gudehus G., (1979) "Soil Nailing", Proceedings International Conference on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Iother Techniques, Paris, Vol I, pp.469-474, March.
- Sumanarathna I.H.D. – Mallawarctchie D.P. – Kulathilaka S.A.S. (1997) "Stabilization of slopes by anchored type retaining structures" Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Hamburg, pp. 1261-1264.