



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
"ACATLAN"



ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
JAVIER GUERRERO RODRIGUEZ

DIRECTOR DE TESIS:
DR. JOSE MARIA CHAVEZ AGUIRRE



NAUCALPAN, EDO. DE MEXICO

2004



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A mi madre, con todo mi cariño e inmensa admiración por haber sido el mejor ejemplo de lucha y entrega, porque no pude haber tenido una mejor maestra en la materia más compleja que es la vida cotidiana, sin duda este logro no hubiera podido ser posible sin el apoyo incondicional y el amor tan grande que me has dado a lo largo de mi vida, mil gracias.

A mis hermanas, Liliana y Adriana por haber sido un excelente modelo a seguir por toda la dedicación que ponen en lo que hacen, nunca terminaré de agradecerles las enseñanzas, el cariño y amistad que me han brindado.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por ser la institución que me dio la oportunidad de hacer mis sueños realidad.

A la ahora Facultad de Estudios Superiores "Acatlán" por ser el hogar en donde encontré conocimientos, amistades e inmensas satisfacciones.

Al Dr. José María Chávez Aguirre por haber dirigido este trabajo, por su gran vocación por la enseñanza, por aportar sus conocimientos para la elaboración de este trabajo y por haberme inducido a continuar mis estudios más allá de la licenciatura.

A Mashe, con todo mi cariño por haber estado a mi lado en momentos difíciles y compartir los más felices de mi vida, por el apoyo sin medida que siempre he recibido de ti, muchas gracias.

Al Ing. Jorge Arganis Díaz Leal, por todo el apoyo dado, por hacerme participe en grandes proyectos que sin duda harán de mí un mejor ingeniero civil.

A mi tío, El Ing. Rafael Vega, por haber sido la influencia más grande para haber estudiado ingeniería civil, gracias por todos tus comentarios y por compartir tu amplia experiencia.

A mis amigos Brenda y Christopher por sus consejos e invaluable momentos que hemos pasado juntos, que aunque ahora son pocos, siempre me llenan de satisfacciones.

A Jessica, Yanet, Cesar y Ernesto, por haber aparecido en el lugar preciso y el momento justo para formar ahora parte de mi vida, gracias por todo lo compartido.

A mis compañeros de generación, Paty, Enrique y Uriel, por conformar el mejor equipo de trabajo y por darle diversión a los estudios, parte de este logro se lo debo a ustedes, gracias.

Por último, gracias a todas las personas que estuvieron cerca de mi y que colaboraron, directa o indirectamente, en la realización de esta tesis.

ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA



Javier Guerrero Rodríguez

Ingeniería Civil

ÍNDICE

Introducción	1
Capítulo 1. Información Requerida para el Diseño de Taludes en Roca	
Introducción	7
1.1. Tipo de Obra a Realizar	8
1.2. Topografía de la Zona	10
1.3. Región Sísmica y Coeficientes de Aceleración Local	10
Regionalización Sísmica de México	11
Coeficientes de Aceleración Local	12
1.4. Estudio Geológico	12
Exploración y Muestreo	15
1.5. Niveles Freáticos	18
1.6. Propiedades Índice y Mecánicas de las Rocas	19
Propiedades Índice de las Rocas	20
Propiedades Mecánicas de las Rocas	23
Pruebas de Laboratorio	23
Pruebas de Campo	25
1.7. Efecto del Agua en la Masa Rocosa	28
1.8. Procedimiento Constructivo	31
Capítulo 2. Modos de Falla y su Relación con el Tipo de Roca. Evaluación de Roturas Potenciales. Resistencia al Corte de Discontinuidades.	
Introducción	35
2.1. Fallas en Rocas Blandas	35
2.1.1. Hundimiento	35
2.1.2. Erosión	37
2.1.3. Desprendimiento	38
2.1.4. Fracturamiento en Capas	38
2.1.5. Relajamiento del Macizo Rocoso	39
2.2. Fallas en Rocas Trituradas	40
2.3. Fallas en Rocas Duras	41
2.3.1. Deslizamiento en Bloque	41
2.3.2. Deslizamiento de Cuñas	42
2.3.3. Hundimiento de Bloques	43
2.3.4. Volteo	44
2.3.5. Colapso de Columnas	46
2.3.6. Hundimiento de Bandas Plegadas	46
2.3.7. Deslizamiento al Pie	48
2.3.8. Deslizamiento por Volteo en la Base	49
2.3.9. Torsión de Bloque	49
2.3.10. Estallamiento de Roca	50
2.4. Relación del Modo de Falla con el Tipo de Roca	51
2.5. Evaluación de Roturas Potenciales	52
2.6. Cálculo de la Resistencia al Esfuerzo Cortante en Discontinuidades	56

Capítulo 3. Análisis de Estabilidad	
Introducción	61
3.1. Fuerzas Actuantes	63
3.2. Hipótesis Geométricas y Mecánicas	67
3.3. Procedimiento de Cálculo	68
Deslizamiento	68
Volteo	76
Rotura por Pandeo	78
Roca Triturada	79
Capítulo 4. Instrumentación	
Introducción	91
4.1. Variables que Pueden ser Medidas	94
4.2. Tipos de Instrumentos	95
4.2.1. Transductores	96
4.2.2. Elementos de Conducción de Señal	101
4.2.3. Indicadores o Registradores	101
4.2.4. Piezómetros	102
4.2.5. Instrumentos para Medir Desplazamientos	105
4.2.6. Medidores de Grietas	108
Capítulo 5. Métodos de Estabilización para Taludes en Roca	
Introducción	113
5.1. Drenaje	115
5.2. Anclaje	119
5.3. Estructuras de Contención	121
5.4. Recubrimiento de Taludes	122
5.5. Perfilamiento de Taludes	123
5.6. Reposición de Roca y Sello de Grietas	131
Capítulo 6. Casos Reales	
Introducción	135
6.1. Taludes del Vertedor de la Presa Aguamilpa, Nayarit	135
6.2. Taludes de la Presa Zimapán	138
6.3. Taludes de la Presa Huites	141
6.4. Talud de la Autopista Guadalajara - Tepic	143
6.5. Talud de la Autopista Tehuacan - Oaxaca	144
Conclusiones	147
Referencias	151

INTRODUCCIÓN

Los taludes son superficies inclinadas respecto a la horizontal que adoptan las estructuras de roca. Estos pueden ser naturales o creados por el hombre mediante excavaciones (cortes).

En un macizo rocoso con taludes naturales y/o excavados, los problemas de inestabilidad se deben fundamentalmente al carácter estructuralmente discontinuo del mismo y a las cambiantes condiciones locales de alteración y calidad de las rocas.

El número de discontinuidades y sus características geométricas de rumbo y echado con relación a la inclinación y orientación de los cortes naturales o artificiales, determinarán si las condiciones de falla de un talud son cinemáticamente posibles, y en caso de serlo, la calidad de la roca intacta y las características físicas (persistencia, rugosidad, grado de alteración, apertura, existencia de relleno, etc.), mecánicas e hidráulicas de las discontinuidades, así como la relación entre las fuerzas motoras actuantes que tienden a mover un determinado volumen de roca y las fuerzas resistentes que actúan en la superficie de falla y que tratan de impedir el movimiento del talud, permitirán determinar las condiciones de equilibrio de la masa rocosa y definir si ésta resulta estable o inestable.

Todas las pendientes tienen una tendencia a moverse, unas más rápido que otras. El origen y magnitud de tales movimientos puede variar desde perturbaciones cercanas a la superficie de zonas intemperizadas hasta desplazamientos profundos de grandes masas rocosas. Estos movimientos se presentan cuando la resistencia de la pendiente es superada por los esfuerzos que operan dentro de ella. Los movimientos restringidos a los lechos superficiales son provocados comúnmente por esfuerzos que se derivan de ambientes superficiales, o casi superficiales, como son la precipitación y la temperatura, mientras que los movimientos que se efectúan en la profundidad indican la presencia de esfuerzos en el interior del macizo. Los movimientos que ocurren pueden oscilar entre los desplazamientos pequeños y lentos, hasta los desplazamientos rápidos y grandes de deslizamiento catastrófico.

La mayor dificultad en el proceso de estudio y diseño de un talud consiste en lograr una acertada definición de la superficie potencial de falla y en determinar sus características físicas, mecánicas e hidráulicas, por lo que debe concentrarse la mayor atención hacia este objeto, realizando una intensa campaña de exploración y eligiendo las pruebas de laboratorio y campo necesarias para alcanzar este fin.

Si este objetivo se cumple será posible, con la ayuda de la herramienta analítica adecuada, definir la estabilidad de la masa rocosa, así como también la instrumentación requerida, el método constructivo y las soluciones de soporte

más convenientes para garantizar la integridad del talud y la seguridad de la obra.

Debido a que la estructura y la composición de las rocas pueden variar dentro de límites muy amplios, la variedad de tipos de comportamiento que se observan también es muy extensa. La mayoría de cursos y textos en la materia simplifican en extremo el amplio espectro de mecanismos de falla, con el objeto de facilitar el trabajo de un principiante en este campo. Aquellos que ya han estado en la práctica en medios geológicos, reconocerán fácilmente esta estrategia y adoptarán su más prudente y amplio enfoque en la materia. Sin embargo, es posible que aquellos que tengan poca experiencia, intenten establecer modelos de comportamiento simples, en donde en realidad los modos de falla son más complejos, lo cual puede llevar a resultados no esperados.

Este trabajo se enfoca a taludes en rocas, tanto blandas como duras (aunque mantener este enfoque puede ser difícil en algunos materiales, en los cuales la distinción entre suelo y roca es imprecisa, particularmente cerca de la superficie). El ingeniero geotecnista tiene un interés permanente en los taludes en suelos o rocas, ya sea como parte del medio ambiente natural en el cual trabaja, o como un elemento esencial de una obra por construirse, encima o incluso por debajo del nivel del terreno.

Es importante señalar que un talud en rocas en la superficie y una excavación en el subsuelo, son dos ambientes claramente distintos, siendo el talud en la superficie generalmente menos seguro. Aunque una persona puede sentirse más expuesta al peligro trabajando en el subsuelo, debido a los peligros que implican el trabajar en un ambiente cerrado, las excavaciones en la superficie tienden a ser menos estables debido a que se tienen esfuerzos bajos, materiales con grados de intemperismo más elevados y a la acción del agua.

La distribución de esfuerzos tangenciales alrededor de una abertura subterránea excavada con extremo cuidado, puede ayudar a mantener en su sitio los bloques del techo y las paredes; sin embargo, poca o ninguna tensión superficial actúa en las caras de los bloques en la superficie, en donde el esfuerzo tangencial es muy pequeño. Por otro lado, la teoría de bloques demuestra que los bloques clave que pueden caer hacia la excavación en la superficie, tienden a ser más grandes que aquellos que pueden caer hacia una excavación subterránea; por lo tanto, un derrumbe local comúnmente tiene mayores dimensiones en la superficie que en el subsuelo.

Generalmente, una excavación abierta incluye rocas intemperizadas, cuyas resistencias son mucho menores que la de la roca intacta. Algunas rocas blandas continuarán degradándose debido a alteraciones durante la construcción y posteriormente debido a la acción del agua y del clima, particularmente en regiones con climas cálidos y húmedos. No obstante que los acuíferos pueden ser interceptados tanto en la superficie como en el subsuelo,

los materiales en la superficie pueden permitir un mayor flujo de agua debido a su mayor porosidad y grado de fracturamiento, a pesar de la menor carga; además, las aguas superficiales forman parte de los problemas que pueden ser causados por las subterráneas. Tanto en la superficie como en el subsuelo, las presiones hidráulicas en discontinuidades y las presiones de poro en rocas fisuradas, estratos de rocas sedimentarias blandas o en el material poroso de relleno de las fallas (el cual se comporta como suelo) pueden, con toda seguridad, desestabilizar un macizo rocoso. Durante tormentas, las excavaciones en la superficie también tendrán que enfrentarse a problemas debidos a la pérdida de presión capilar o al ablandamiento de materiales arcillosos que inicialmente se encuentran en un estado no-saturado o disecado. Similarmente, la erosión, tanto interna como externa, de materiales limosos derivados de la meteorización, típicos en suelos residuales, puede llevar a una rápida destrucción del talud.

Los taludes naturales constituyen la cimentación de tuberías de conducción superficiales, de edificios, de los estribos de puentes y empotramientos de presas.

Los taludes artificiales en roca son el producto de excavaciones realizadas para abrir espacio para rutas de transporte, edificios, centrales eléctricas, presas y portales de túneles. Son taludes "permanentes" en los cuales es necesario prevenir, o al menos controlar los movimientos de roca. Sin embargo, incluso taludes de roca "temporales", como son los usados en canteras y en operaciones de construcción, pueden tener porciones que requieren la prevención de fallas o deslizamientos por un largo periodo. Además, algunos taludes diseñados solo para uso temporal terminan cobrando vida propia como parte integral del paisaje, colindantes con desarrollos de viviendas o complejos industriales.

Ligados a la estabilidad de taludes, aparecen los problemas más complicados de la mecánica de rocas, sin olvidar el papel básico que la geología aplicada desempeña en la formulación de cualquier criterio aceptable. En primer lugar será preciso analizar la necesidad de definir criterios de estabilidad, entendiéndose por tales algo tan simple como el poder decir en un instante dado cuál será la inclinación apropiada en un corte; casi siempre la más apropiada será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse.

Las consideraciones de costo son las primeras en tomarse en cuenta para la selección del talud idóneo, que resultará ser aquel al que corresponda la mínima masa de roca movida, o lo que es lo mismo, el talud más escarpado. De esta manera, los taludes son estructuras que en general se deben proyectar y construir con una motivación esencialmente económica.

Los problemas relacionados con la estabilidad de taludes naturales difieren radicalmente de los que se presentan en taludes construidos por el

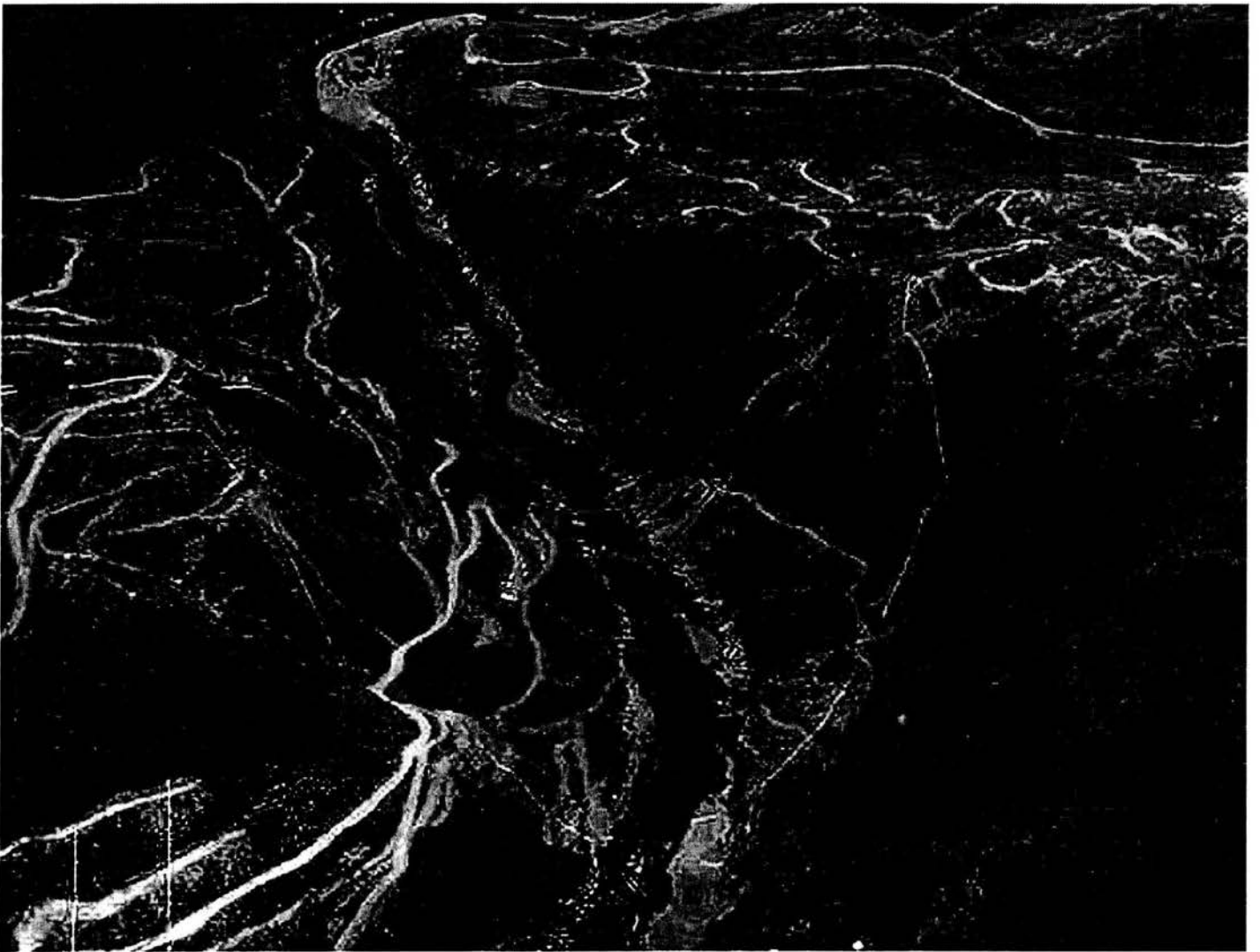
ingeniero; las diferencias radican, en primer lugar, en la naturaleza de los materiales involucrados y, en segundo, en todo un conjunto de circunstancias que dependen de cómo se formó el talud y de su historia geológica, de las condiciones climáticas que privaron a lo largo de tal historia y de la influencia que el hombre ejerce en la actualidad o haya ejercido en el pasado.

Los taludes permanentes para la construcción de infraestructura o con fines de edificación se diseñan para ser estables a largo plazo, precisando medidas de estabilización complementarias para cuando no sea posible realizar las excavaciones con las alturas y ángulos requeridos, por motivos económicos o de otro tipo. En minería el diseño de los taludes depende de la disposición y profundidad del yacimiento. Por lo general, en yacimientos minerales no metálicos, dispuestos en capas horizontales o inclinadas, los taludes tienen carácter temporal y se proyectan para permanecer estables a corto o mediano plazo (unos meses o algunos años), ya que tras la extracción del mineral, la excavación se abandona o se rellena; en minería metálica, cuando el mineral no se presenta en capas, los taludes se modifican al ir avanzando la excavación en profundidad y perímetro, aunque suelen mantenerse sus inclinaciones.

Los análisis de estabilidad permiten diseñar los taludes, mediante el cálculo de su factor de seguridad, y definir el tipo de medidas correctivas o estabilizadoras que deben ser aplicadas en el caso de roturas reales o potenciales.

CAPÍTULO 1

INFORMACIÓN REQUERIDA PARA EL DISEÑO DE TALUDES EN ROCA



INTRODUCCIÓN

Los estudios previos al análisis de la estabilidad de un talud representan un punto crítico tanto para su seguridad futura como para el costo que representará su posible corrección, resulta importante mencionar que en los casos en que estos estudios no se llevan a cabo en su totalidad, el costo total de la obra puede aumentar en más de la mitad del presupuesto inicial, además de que el tiempo de ejecución se demora hasta en un tercio de lo programado. No existe, sin embargo, una regla definida para estimar cual debe de ser el presupuesto adecuado para los estudios previos, ya que cada proyecto resulta ser diferente en su naturaleza, dependiendo no solo del tipo y magnitud de la obra a realizar, sino también de las características geológicas del lugar, pero de forma orientativa se puede decir que dichos estudios, en la mayoría de las obras importantes, importan de un 15 a un 25% del costo del proyecto, y en obras de menor importancia del orden del 10% o inferior, esto dependerá, también, de la complejidad geológica que presente el sitio, pudiendo aumentar los porcentajes en forma significativa.

El objetivo principal de los estudios previos es conocer y cuantificar las condiciones que pudieran afectar la viabilidad del proyecto, su diseño y construcción.

Es relevante que las investigaciones a realizar estén perfectamente planificadas y supervisadas por especialistas en la materia en cuestión y que éstos partan de la información con que se disponga, en su caso se deberán apoyar en la fotointerpretación y en la o las visitas previas que se hagan al sitio, tal información ayudará a llevar una mejor planificación de los estudios que se llevarán a cabo. Esta investigación puede consistir en la revisión bibliográfica de publicaciones e informes que tengan que ver con el proyecto y de mapas geológicos, topográficos o de otro tipo. Es de igual importancia la consulta de documentos e informes, si es que éstos existieran, sobre otros proyectos que se hayan llevado a cabo en la zona. En nuestro país existen diversas colecciones de mapas que podrían ayudar a la investigación, entre ellas se encuentra la del INEGI (Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática).¹

La mayor dificultad en el proceso de estudios, es lograr una acertada definición de la superficie potencial de falla que pudiera presentar el talud en estudio y determinar sus características físicas, mecánicas e hidráulicas, por lo que resulta de gran importancia el realizar una intensa campaña de exploración y elegir las pruebas de laboratorio y campo necesarias para el conocimiento adecuado de las propiedades del material con el que se trabajará, si esto se cumple, con la ayuda de una herramienta analítica adecuada será posible definir la estabilidad de la masa rocosa, así como también la instrumentación requerida, el método constructivo y las soluciones de corrección más convenientes (temas

¹ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. *Ingeniería Geológica*. Edt. Prentice Hall. España, 2002.

que se presentan en capítulos subsecuentes) para garantizar la integridad del talud y la seguridad de la obra.

Es importante dejar claro que los estudios que a continuación veremos son imprescindibles para poder llevar una mejor planeación y para plantear las características específicas del lugar donde se trabajará, además de obedecer a un compromiso entre los objetivos técnicos, los presupuestales y los temporales, por ello se deben de tener en cuenta los aspectos logísticos como los accesos, el clima durante la realización de la obra, etc.

1.1. TIPO DE OBRA A REALIZAR

El tipo de obra a ejecutar juega un papel vital en el establecimiento de los estudios que se deben de realizar, por lo que el equipo dedicado a esta actividad deberá de estar perfectamente informado de las características del proyecto y de los alcances de los estudios. Es preciso contar, como ya se mencionó, con todos los datos de la obra civil o minera. En su caso, en la etapa en que se encuentre, que muestre el tipo de obra, sitio donde se llevará a cabo, sus dimensiones, niveles de desplante y de rasantes, niveles máximos de extracción de mineral, niveles extremos de agua en el caso de obras hidráulicas (canales, obras de toma, vertedores, embalses, etc) y de puentes; así como las cargas máximas estáticas y dinámicas que se transmitirán al terreno al pie del talud o en su corona.

El grado de detalle requerido para obtener la información previa depende de la etapa en que se encuentre la obra (esquema conceptual, anteproyecto, proyecto ejecutivo, construcción u operación) y de la importancia que represente la obra misma en cuanto a su funcionalidad, inversión económica, seguridad para los trabajadores y usuarios futuros sin olvidar la seguridad para las instalaciones durante el proceso de construcción y operación.

Las obras en las que con frecuencia se presentan taludes en roca y que su análisis se vuelve necesario son las presas y las vías terrestres, ya que en ambos casos la falla de un talud podría traer consecuencias catastróficas como pérdidas materiales y, lo más importante, pérdidas humanas, o en su caso podría dejar incomunicadas, por la vía terrestre, a ciudades enteras con las consecuencias que esto conlleva.²

A continuación se dará una breve descripción de algunas obras en las que ha sido necesario el análisis de los taludes.

Autopista Guadalajara – Tepic (II Etapa), Tramo: Magdalena – Santo Tomás, Jal. Puesto que en esta autopista ya se habían presentado problemas

² RABAGO, Armando M, et al. **Curso Mariano Ruiz Vázquez “Estabilidad de Taludes”**. Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas. México, 1997.

de estabilidad de taludes en otros intervalos, fue necesario implementar medidas preventivas y correctivas en este tramo. Se decidió adaptar la geometría de los cortes de los taludes para garantizar su estabilidad en función de las características geológicas – estructurales de las rocas.

Las formaciones rocosas que se encontraron son de origen ígneo, constituidas por andesitas alteradas y muy fracturadas, presentándose, en ocasiones, con intercalaciones de tobas de baja cementación.

Según el informe elaborado por el Ing. Raúl Cuellar Borja en 1994, después de haber hecho las visitas necesarias al sitio y los estudios requeridos para cada uno de los cortes a realizar, se observó que aunque no había la posibilidad de una falla general, se presentaban diferentes complicaciones, como fenómenos de relajación con la posibilidad de caídos de fragmentos de roca aislados de tamaños diversos, erosión por lluvia en la zona de conglomerados e inestabilidad local en la parte superior del talud. Dadas estas condiciones se optó por diferentes soluciones, como el tratamiento a base de concreto lanzado de espesores variables con malla 6 – 6 – 10 – 10, este tratamiento fue aplicado en los lugares en donde existían bloques cuya caída representaba un peligro, fue necesaria la instalación de drenes perforando barrenos; la instalación de anclas de fricción; la construcción de bermas y cunetas revestidas y la colocación de subdrenes.

Margen Izquierda del Río Papagayo, Autopista Cuernavaca – Acapulco. Este talud se encuentra en el cruce de la autopista con el río, en el talud se efectuó un corte para ubicar uno de los cinco apoyos del puente. Aunque en este caso no fue posible realizar un análisis geotécnico serio, se consultó un mapa geológico proporcionado por el INEGI, el cual describía en la parte inferior la presencia de caliza estratificada con carsticidad y afectada por fracturas, en la parte superior se presentó dolomía de estratificación masiva, resistencia alta y fracturamiento bajo. En algunos casos, las discontinuidades presentaron arcilla arenosa rojiza.

En el proceso constructivo se presentaron algunos deslizamientos de bloques delimitados por las discontinuidades; la falla que se analizó fue de tipo plano, por lo que se realizaron trabajos en campo para poder definir su superficie.

Ya realizado el análisis se plantearon algunas soluciones para su tratamiento, como el retiro de los bloques en estado suelto; el rehabilitado de las obras superficiales de drenaje; anclaje y drenaje del talud.

Con las soluciones dadas en los dos ejemplos anteriores se revisó que el factor de seguridad obtenido del análisis fuera mayor a la unidad, y así fue, por lo que las soluciones resultaron correctas.³

³ RABAGO, Armando M, et al. Op. Cit.

1.2. TOPOGRAFÍA DE LA ZONA

Una de las primeras preocupaciones antes de llevar a cabo la obra es el comunicar la zona en la que se trabajará con la red de caminos o ferroviaria, por lo que, en algunos casos, es necesaria la construcción de caminos de penetración para poder transportar el equipo y mantener contacto con las brigadas que realizarán los estudios, y es aquí donde la topografía de la zona comienza a jugar un papel importante.⁴

Se puede comenzar por realizar un recorrido terrestre, o si es posible un reconocimiento aéreo, en donde se fijan los puntos básicos para apoyar los levantamientos topográficos. Es conveniente que se cuente con una triangulación geodésica, cuya longitud de sus lados dependerá de las características físicas del terreno. Es importante que estas referencias sean permanentes, pues no solo se requerirán en la etapa de estudios, sino también para dar seguimiento al comportamiento posterior del talud. La triangulación hecha se ligará a referencias fijas del país, en particular las de nivelación.⁵

La topografía del sitio donde se realizará la obra se deberá presentar en una escala adecuada para las características del proyecto, con curvas de nivel con separación de un metro, 5m, hasta a cada 25 ó 50m, según el tamaño y características de la obra. Estos planos serán el producto de la fotogrametría, con la cual se cubren grandes áreas, accesibles o no, con la certeza de captar todos los detalles visibles, y son complementados por los levantamientos detallados que se realicen al sitio.⁶

1.3. REGIÓN SÍSMICA Y COEFICIENTES DE ACELERACIÓN LOCAL

La liberación de energía de los terremotos ocasiona ondas sísmicas que viajan a través del terreno al cual aceleran. Esta carga dinámica acelera los esfuerzos cortantes en un talud y conduce a un incremento en la presión de los fluidos en los poros y en las fracturas, de esta manera las fuerzas que producen el esfuerzo cortante aumentan y la fricción para resistirlas disminuye. Los factores que afectan la respuesta del talud son la magnitud de las aceleraciones, su duración, la resistencia dinámica de los materiales afectados y las dimensiones del talud.⁷

De acuerdo a la naturaleza de la obra a realizar y del grado de riesgo existente por afectación a instalaciones, usuarios o asentamientos humanos, se

⁴ MARSAL, Raúl J., RESENDIZ, Daniel N. **Presas de Tierra y Enrocamiento**. Edt. Limusa. México. 1ª Edición, 1979.

⁵ MERRIT, Fredericks, et al. **Manual del Ingeniero Civil**. Edt. Mc. Graw Hill. México, 1999.

⁶ RABAGO, Armando M, et al. Op. Cit.

⁷ BLYTH, F. G., DE FREITAS, M. H. **Geología para Ingenieros**. Edt. CECSA. México. 2ª Reimpresión, 1995.

realizará un estudio local de riesgo sísmico particular para el proyecto, estableciendo los parámetros de respuesta dinámica del terreno y las aceleraciones máximas esperadas, o bien, tan solo se recurrirá a la información regional existente de sismicidad y coeficientes sísmicos elaborada por institutos de investigación o dependencias gubernamentales o privadas.

REGIONALIZACIÓN SÍSMICA DE MÉXICO

La República Mexicana se encuentra dividida en cuatro zonas sísmicas. Para realizar esta división (Figura 1.3.1.) se utilizaron los catálogos de sismos de la República Mexicana desde inicios del siglo pasado, grandes sismos que aparecen en los registros históricos y los registros de aceleración del suelo de algunos de los grandes temblores ocurridos en este siglo. Estas zonas son un reflejo de qué tan frecuentes son los sismos en las diversas regiones y la máxima aceleración del suelo a esperar durante un siglo.

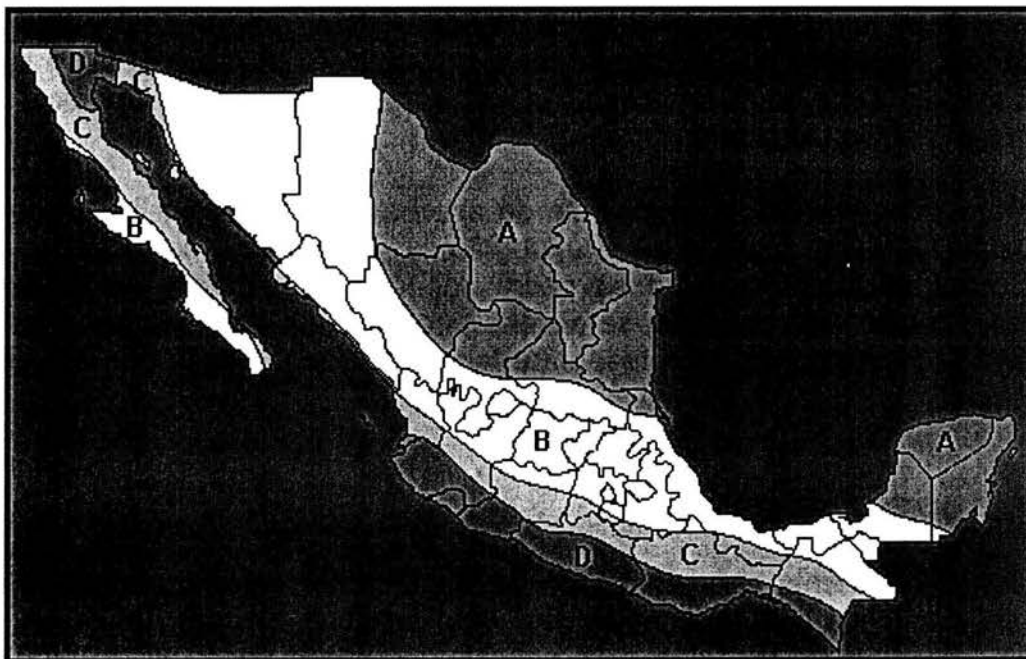


Figura 1.3.1. Zonificación Sísmica de México⁸

En la zona A no se tienen registros históricos de sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad a causa de temblores.

La zona D es donde se han reportado grandes sismos históricos de ocurrencia muy frecuente y aceleraciones del suelo que pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad.

⁸ **Manual de Diseño de Obras Civiles.** Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas. México, 1981.

Las otras dos zonas (B y C) son intermedias, donde se registran sismos no tan frecuentemente o son afectadas por altas aceleraciones pero que no sobrepasan el 70% de la aceleración de la gravedad.

Aunque la Ciudad de México se encuentra ubicada en la zona B, debido a las condiciones del subsuelo del Valle de México pueden esperarse altas aceleraciones.⁹

COEFICIENTES DE ACELERACIÓN LOCAL

El coeficiente de aceleración local, c_a , corresponde a la proporción de la aceleración inducida por un sismo respecto a la gravedad, este coeficiente genera una fuerza sísmica $c_a w$, siendo w el peso del posible bloque a fallar, y la dirección en que esta fuerza actúa se asocia normalmente a la horizontal, debe de ser tomado en cuenta que esta fuerza actuará solo en periodos muy cortos de tiempo y que cambia de sentido o signo con la frecuencia que corresponde a la del sismo. Cabe mencionar que al aplicar la fuerza sísmica al análisis y obtener un factor de seguridad menor de uno, esto no implicará la falla del talud si el desplazamiento del bloque es aceptable y si la resistencia de la superficie de deslizamiento no ha disminuido.⁹

Para la obtención del coeficiente de aceleración se usarán los registros que existan del lugar, usando los acelerogramas y por medio del espectro de diseño construido para el talud se podrá saber la aceleración que pudiera enfrentar el terreno, ya con ésta, se obtiene el coeficiente de aceleración local, dividiéndola, como se explicó antes, entre la aceleración causada por la fuerza gravitacional.

1.4. ESTUDIO GEOLÓGICO

Simultáneamente a la realización de los levantamientos topográficos se deben de iniciar los estudios geológicos. Aquí se debe elaborar un mapa de geología estructural de la región, a una escala que puede variar entre 1:2000 y 1:500 según el tipo de proyecto y su alcance, y verificar si existen condiciones que no concuerdan con los lineamientos generales, mediante fotografías aéreas, planos topográficos y el reconocimiento terrestre del sitio. En esta fase será necesario identificar las formaciones geológicas, tipo de materiales, localizar fallas, sistemas de fracturamiento, áreas de erosión intensa, planos de contacto y plegamientos, realizar una observación minuciosa del intemperismo que presente la roca y su carsticidad en su caso, la situación del nivel o niveles freáticos, inspección de pozos, fuentes y manantiales, la localización de acuíferos y materiales permeables, por lo que es necesario analizar las características que interesan al proyectista. Es importante mencionar que estos

⁹ Manual de Diseño de Obras Civiles. Op. Cit.

estudios resultan ser los más importantes para lograr la correcta estabilidad de las rocas.¹⁰

Este tipo de investigación debe de ser aprovechada para anticipar condiciones que de otra manera permanecerían imprevistas, como qué tan rápido fue erosionada la roca, la intensidad del intemperismo, la profundidad probable de la capa rocosa, etc., y así adquirir datos geológicos y geotécnicos suficientes para poder describir la geología del lugar y así reconstruir la historia geológica, en particular la de aquellos eventos que ocurrieron durante los pasados 10 mil años, con la precisión necesaria que pueda dar la confiabilidad requerida a los ingenieros encargados del diseño y construcción. Muchos de los problemas que se presentan comúnmente en las obras en que se trabaja con taludes en roca se deben a que la investigación del terreno ha sido muy restringida en su planteamiento. Cabe mencionar aquí, que resulta improbable descubrir todos los rasgos geológicos característicos del macizo rocoso antes de la construcción del talud, por lo que es adecuado realizar una investigación por fases durante toda la obra.¹¹

El costo de estas investigaciones oscila entre un 0.5 y 1.0% del costo total del proyecto, aunque esto no debe de ser tomado como una regla, ya que este costo dependerá de la magnitud del proyecto y de la importancia que éste tenga. Para efectuar los estudios geológicos nunca deben restringirse los gastos ya que ignorar las condiciones del terreno puede ser muy peligroso. Los gastos que se pudieran ver reducidos son los correspondientes al diseño y la construcción, una vez que los encargados del proyecto puedan confiar en las estimaciones precisas de las condiciones del terreno.¹²

Un buen estudio geológico inicia con el trabajo de gabinete, en donde se describen las investigaciones mediante registros, mapas y otra literatura adecuada a la información geológica del área, para esto se localizarán, adquirirán e interpretarán los mapas, informes, fotografías aéreas y datos satelitales que sean afines al sitio a estudiar; se buscará información adicional de instituciones como sociedades geológicas, expertos en la materia y se consultará a ingenieros que hayan estado implicados en algún proyecto dentro de la misma zona; ya obtenida esta información será útil el realizar una visita al sitio para cotejar los datos obtenidos e identificar las áreas en donde pudieran existir dificultades de origen ingenieril en donde sea necesario realizar investigaciones de índole particular; se compilará un informe en donde se registren los datos geológicos y geotécnicos, éste ayudará a la investigación y proporcionará una base para el informe final; se tomarán en cuenta los requerimientos de la construcción del talud.

¹⁰ MARSAL, Raúl J., RESENDIZ, Daniel N. Op. Cit.

¹¹ KRYNINE, Dimitri P., JUDD, William R., **Principles of Engineering Geology and Geotechnics**. Edt. Mc. Graw Hill. United States of America. 1ª Edición, 1979.

¹² BLYTH, F. G., DE FREITAS, M. H. Op. Cit.

El reconocimiento de campo, que ya se mencionó anteriormente, comienza con un levantamiento preliminar que conduzca a la confirmación de la geología básica de la región. Los datos que deben tomarse en cuenta en esta etapa son las rocas que están aflorando, así como la presencia de agua subterránea. Este conocimiento del material que se presenta ayudará a obtener los parámetros necesarios para analizar la estabilidad del talud, para facilitar la excavación del material, calcular las medidas de estabilización y proyectar obras de drenaje, entre otros. La naturaleza del material que forma un talud está íntimamente relacionada con el tipo de inestabilidad que éste puede sufrir, presentando las diferentes litologías distinto grado de susceptibilidad potencial ante la ocurrencia de deslizamientos o roturas.¹³

Un aspecto muy importante a investigar es la posible presencia de deslizamientos naturales, activos o inactivos, en las laderas en donde se proyectan excavaciones, ya que las obras a realizar podrían reactivar los movimientos al modificar las condiciones iniciales de la ladera. La existencia de inestabilidad natural preexistente debe de modificar el diseño de la excavación, e incluso podría hacer inviable la misma, obligando a modificar el proyecto.

El factor principal que podría ser condicionante es la estructura geológica: la disposición y frecuencia de las superficies de discontinuidad y el grado de fracturación; en materiales blandos como lutitas o pizarras, la litología y el grado de alteración juegan también un papel importante, por lo que un conocimiento a fondo de este factor permitirá un correcto análisis del talud, la evaluación de su estabilidad y, en su caso, el diseño de las medidas que deberán ser adoptadas para evitar o estabilizar los movimientos.

La combinación de los elementos estructurales con los parámetros geométricos del talud, altura e inclinación, y su orientación, define los problemas de estabilidad que se pueden presentar.

La influencia de la estructura geológica va más allá del condicionamiento geométrico de las rupturas, pudiendo afectar a la estabilidad de los taludes a causa de las modificaciones inducidas por la excavación, por ejemplo, en estructuras de tipo compresivo o distensivo, la existencia de esfuerzos tectónicos residuales puede inducir procesos desestabilizadores.¹⁴

La importancia de un levantamiento preciso de las discontinuidades juega un papel importante, ya que la presencia de éstas implica un comportamiento anisótropo del macizo y unos planos preferenciales de rotura; por ejemplo, un determinado sistema de fracturas condicionará tanto la dirección del movimiento como el tamaño de los bloques a deslizar, o la presencia de una falla buzando hacia el talud limitará la zona inestable y condicionará el mecanismo de rotura, aquí es importante que se diferencien las fallas de las juntas, siendo estas

¹³ BLYTH, F. G., DE FREITAS, M. H. Op. Cit.

¹⁴ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op. Cit.

últimas las que presentan un corrimiento relativo entre ambos bloques de roca, por esto resulta importante el realizar una descripción detallada de las discontinuidades, dicha descripción deberá tomar en cuenta algunos puntos importantes que se describen en el siguiente capítulo.

Una herramienta en la que se pueden apoyar los estudios geológicos y que resulta muy útil en esta etapa es la prospección geofísica, la cual investiga el interior de la Tierra a partir de las variaciones detectadas en parámetros físicos significativos y de su correlación con las características geológicas. Son técnicas no destructivas y que cubren grandes áreas y así complementan los trabajos *in situ*, empleándose para determinar los espesores de rellenos o recubrimientos, excavabilidad de los materiales, posición del nivel freático, localización de cavidades, propiedades geomecánicas de las rocas, localización de fallas o superficies de deslizamiento, espesor de roca alterada, índices de fisuración así como la evolución de fenómenos dinámicos.

Los diferentes métodos geofísicos para el reconocimiento del terreno se dividen según el parámetro físico investigado: gravimetría (densidad), magnético (susceptibilidad magnética), eléctricos (resistividad), electromagnéticos (conductividad eléctrica y permeabilidad magnética), sísmicos (velocidad de propagación de ondas sísmicas), radiactivos (niveles de radiación natural o inducida), siendo solo algunos de ellos los utilizados en el caso de taludes en roca.¹⁵

EXPLORACIÓN Y MUESTREO

Con base en las decisiones que se hayan tomado en las visitas al sitio, tanto los geólogos como los ingenieros encargados del proyecto discuten la campaña de exploraciones que se deben realizar para verificar el perfil geológico y los estudios para determinar las propiedades mecánicas de las rocas, permeabilidad, fracturamiento, intemperismo, etc. Es conveniente que el programa de trabajos se desarrolle en dos etapas: la primera contendrá el mínimo de exploraciones necesarias para conocer los aspectos fundamentales de las formaciones que se encuentren en el sitio; la segunda completará la información y servirá para verificar ciertos aspectos dudosos que hayan sido descubiertos en la fase anterior. El objetivo de esta subdivisión de los estudios es evitar los gastos innecesarios si las primeras exploraciones demuestran que en el lugar existen condiciones desfavorables no previstas en el reconocimiento superficial. Se ha demostrado que las primeras exploraciones, cuidadosamente analizadas, son las que permiten catalogar los problemas con bastante precisión; sin embargo, se debe reconocer que en ciertos casos, en el proceso de la obra, se encuentran circunstancias no previstas por los estudios. Esto pudiera ser resultado de negligencia, de una exploración muy reducida o por exceso de confianza en los estudios ya realizados.

¹⁵ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op. Cit.

Dentro de las actividades comúnmente realizadas en este ámbito están las siguientes:

Trincheras. Consisten en excavaciones que sirven para descubrir la roca que normalmente se encuentra cubierta por una capa de suelo residual o derrumbes. Tienen la ventaja de que permiten acceder directamente al terreno, pudiéndose observar las variaciones litológicas, estructura, discontinuidades, etc., así como tomar muestras de gran tamaño para la realización de ensayos. Este método de exploración tiene algunas limitaciones: la profundidad no suele exceder de 4m, la presencia de agua limita su utilidad, el terreno debe poderse excavar con medios mecánicos y se deben de cumplir las normas de seguridad frente a derrumbes de las paredes, así como cerciorarse de la ausencia de instalaciones, conducciones, cables, etc.

Socavones. Es un tipo de exploración que penetra en las laderas del talud excavando un túnel pequeño que servirá para determinar el tipo de formación, fracturamiento, existencia de fallas, etc., obtener muestras de roca para ensayarlas en el laboratorio y realizar pruebas de campo a fin de conocer la permeabilidad y compresibilidad de la roca. El número de socavones, su localización y profundidad dependen de la geología. Son exploraciones costosas; requieren equipos simples de barrenación y el uso de explosivos; en ciertos casos es necesario ademar.¹⁶

Ya realizado el socavón, el geólogo hará un levantamiento de grietas, determinará rumbos y echados y observará sus rellenos.

Sondeos. La información que sea proporcionada por las trincheras y los socavones puede ser suficiente en ciertos casos, dadas las condiciones geológicas del lugar, pero en la mayoría, es necesario ampliar la investigación a zonas inaccesibles, o bien, muy costosas de explorar con túneles. En estos casos se llevan a cabo perforaciones, extrayendo corazones de la roca, utilizando equipos rotatorios con brocas de diamante y agua inyectada a presión, generalmente se utiliza la broca tipo NQ con un diámetro aproximado de 7.5 cm, las muestras que de ellos se recuperen deben presentar el mínimo de perturbación, aunque a veces esto resulta difícil de lograr ya que en algunos casos el escape del esfuerzo altera las muestras. Las perforaciones hechas se pueden utilizar para determinar la permeabilidad, realizar sondeos eléctricos y, en algunos casos, fotografiar grietas. El número, localización, dirección e inclinación, así como la profundidad dependerán del tipo de formación geológica, la disposición de las fracturas y el objetivo perseguido. Es importante que en cada una de las perforaciones se lleve a cabo un registro del núcleo en donde se informen las profundidades a las que se encuentran cambios de material y discontinuidades, así como identificar debidamente las fracturas que se originaron por la perforación o por el alivio de esfuerzos. Una vez descrito el núcleo se almacenará cuidadosamente lejos de elementos que pudieran alterar

¹⁶ MARSAL, Raúl J., RESENDIZ, Daniel N. Op. Cit.

sus propiedades iniciales, colocándose en cajas de madera o cartón parafinado, etiquetadas, señalándose con tablillas las profundidades a las que se produce un cambio litológico o aparece alguna estructura de importancia.¹⁷

Los tipos de muestras geotécnicas que se obtienen son los siguientes:¹⁸

Muestras Inalteradas. Éstas no sufren alteraciones en su estructura ni en su contenido de humedad. La obtención de este tipo de muestras es necesaria para realizar ensayos de resistencia, deformabilidad y permeabilidad.

Testigos parafinados. Son testigos de roca procedentes de sondeos que se recubren con parafina inmediatamente después de su extracción a fin de no alterar sus condiciones naturales. Estas muestras son aptas para realizar cualquier tipo de ensayo en el laboratorio.

Muestras Alteradas. Son muestras que sufren modificaciones en su estructura y en su contenido de humedad, pero conservan su composición mineralógica. Este tipo de muestras se obtiene habitualmente en las trincheras.

Muestras de Agua. Se obtienen de los distintos niveles de acuíferos detectados durante la perforación, con el fin de realizar análisis químicos, como la determinación del pH y el contenido de sales y elementos contaminantes. Las muestras no deben tomarse inmediatamente después de finalizar la perforación, para dejar que desaparezcan los residuos debidos a la ejecución del sondeo. El agua se recoge en botellas de plástico limpias, las cuales se deberán de identificar indicando la fecha y los datos del sondeo y profundidad.

Ya obtenidos los datos proporcionados por las exploraciones y observaciones, se procede a la elaboración de un mapa geológico detallado y las secciones transversales del levantamiento geológico, para así poder tomar la decisión de aceptar o rechazar el sitio estudiado, en dichos mapas se deberá especificar el tipo de roca, los límites entre diferentes tipos de material, la dirección y grado de inclinación de las superficies geológicas y la existencia de manantiales y agua subterránea.¹⁹

Métodos Geofísicos. Comprenden los ya mencionados anteriormente, el más utilizado consiste en medir la propagación de una onda provocada por explosivos a través del talud, como esta velocidad es función de las propiedades elásticas y del peso volumétrico de los materiales que atraviesa, es posible tener una idea de la estratigrafía del sitio y de la presencia de fallas.¹⁷

¹⁷ MARSAL, Raúl J., RESENDIZ, Daniel N. Op. Cit.

¹⁸ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op. Cit.

¹⁹ PUIG, Juan B., *Geología Aplicada a la Ingeniería Civil y Foto Interpretación*. México, 1970.

1.5. NIVELES FREÁTICOS

La superficie freática de un acuífero se define como el lugar geométrico de los puntos cuya presión coincide con la atmosférica, y constituye la superficie libre del acuífero. A partir de la red de flujo, el nivel piezométrico, h , de un punto A del acuífero está definido por la equipotencial correspondiente y por su profundidad, y tiene la siguiente expresión:

$$h_A = z_A + (P_A / \gamma_w)$$

siendo:

z_A = altura del punto A respecto al plano horizontal de referencia.

P_A = diferencia entre la presión del punto A y la presión atmosférica.

γ_w = peso específico del agua.

y el valor de la presión P en el punto será:

$$P_A = (h_A - z_A)\gamma_w$$

Sobre un plano AB que atraviesa el talud, la presión ejercida se calcula de igual modo para un número discreto de puntos de esa superficie. En la Figura 1.5.1. se muestra un ejemplo de una red de flujo y de algunos puntos en los que se desea calcular la presión ejercida por el agua.

La forma de la superficie freática en un talud dependerá de diferentes factores, entre los que se encuentran la permeabilidad de los materiales, la geometría o forma del talud y las condiciones del entorno. En un macizo rocoso, la estructura geológica tiene una gran influencia en la disposición del nivel freático y, por lo tanto, en la distribución de las presiones intersticiales sobre cualquier superficie potencial de deslizamiento en un talud, así como la alternancia de materiales permeables e impermeables.²⁰

El nivel freático puede sufrir cambios estacionales o como consecuencia de un retraso en los periodos lluviosos o de sequía. Cuando se presenta la lluvia o escurrimientos, el agua penetra en el terreno, y una mínima parte alcanza el nivel freático. Si bien la modificación del nivel freático obedece generalmente a cambios lentos y periodos largos, en caso de materiales muy permeables puede llegar a producirse un ascenso relativamente rápido como consecuencia de precipitaciones intensas.

²⁰ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op. Cit.

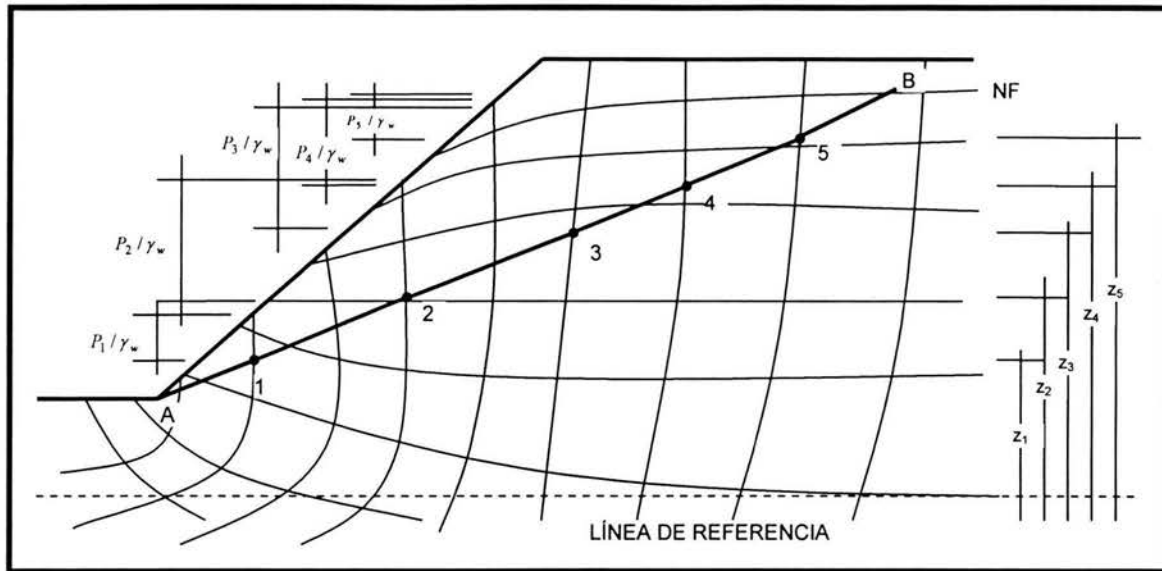


Fig. 1.5.1. Presiones en los puntos de un plano que atraviesa un talud.

Es importante que se dibuje una red de flujo para saber el caudal que fluye a través del talud, si se desconocen los elementos necesarios para dibujar la red de flujo, pero se conoce la posición del nivel freático en el interior del talud, siempre que se trate de un acuífero libre, la presión de poro, u , sobre cualquier punto se puede estimar con el peso de la columna vertical de agua sobre él:

$$u = z\gamma_w$$

donde z es la altura de la columna de agua y γ_w el peso específico del agua (dependiendo de la diferencia en la permeabilidad de los materiales del talud y de las características del flujo, es importante mencionar que esta hipótesis puede suponer errores importantes).²¹

1.6. . PROPIEDADES ÍNDICE Y MECÁNICAS DE LAS ROCAS

El comportamiento de un talud dependerá, en muchos aspectos, de las propiedades mecánicas de las rocas que lo formen, la inestabilidad de las formaciones geológicas del sitio puede ocasionar problemas serios durante la vida de la obra o reducir su funcionalidad, por lo que el estudio de las propiedades mecánicas de las rocas es fundamental.

La característica principal de una masa rocosa es su fisuración. Algunas discontinuidades de la masa son visibles directamente, dando al macizo rocoso la apariencia de un amontonamiento de bloques más o menos regulares, al

²¹ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op. Cit.

realizar un estudio detallado, se puede saber que los propios bloques están afectados por discontinuidades.

Son numerosas las propiedades mecánicas de las rocas que pueden ser interpretadas con base en la existencia de discontinuidades microscópicas o macroscópicas. En el laboratorio, la anisotropía, la influencia del agua en la resistencia, la compresibilidad, la variación de la permeabilidad y de la velocidad de transmisión de ondas, en función del estado de esfuerzos aplicados, son ejemplos de dichas propiedades. En el campo, basta con mencionar la compresibilidad, permeabilidad y anisotropía de los macizos rocosos, esencialmente regidas por las juntas de estratificación, fracturas o fallas, para poder percatarnos de la importancia de estas superficies de discontinuidad, es por esto que se podría afirmar que la propiedad fundamental de las rocas es su carácter discontinuo.²²

PROPIEDADES ÍNDICE DE LAS ROCAS

La determinación de las propiedades índice de un macizo rocoso permite correlacionar y/o completar la información obtenida mediante otras técnicas de campo o laboratorio que son más lentas o costosas.

Las pruebas de porosidad, peso específico y absorción de agua son de ejecución rápida y los resultados obtenidos son directamente correlacionables con las propiedades mecánicas de la roca.

Es importante mencionar que los ensayos requeridos para la obtención de las propiedades índice de la roca se deberán realizar en un laboratorio que cuente con los equipos necesarios para las pruebas que a continuación se describen.

Porosidad.²³ Se le llama porosidad de una roca al cociente que resulta de dividir su volumen de vacíos V_v , entre su volumen total, V_m , expresado en porcentaje:

$$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} \times 100$$

este valor puede variar desde 0.1% en rocas de porosidad reducida, hasta un 20% en rocas muy porosas. En las primeras la porosidad se constituye por fisuras alargadas de espesor muy pequeño, en las más porosas existen oquedades menos alargadas, que son conductos de disolución en rocas sedimentarias o burbujas de gas atrapadas durante el enfriamiento de la roca ígnea.

²² MARSAL, Raúl J., RESENDIZ, Daniel N. Op. Cit.

²³ Manual de Diseño de Obras Civiles. Op. Cit.

Para la obtención de la porosidad de fisuración de la roca es común utilizar el método de Walsh, éste consiste en someter una muestra de roca a una presión hidrostática hasta alcanzar el punto A (Figura 1.6.1.). Al incrementar la presión, la roca que no está fisurada muestra el comportamiento elástico lineal representado por la recta AB.

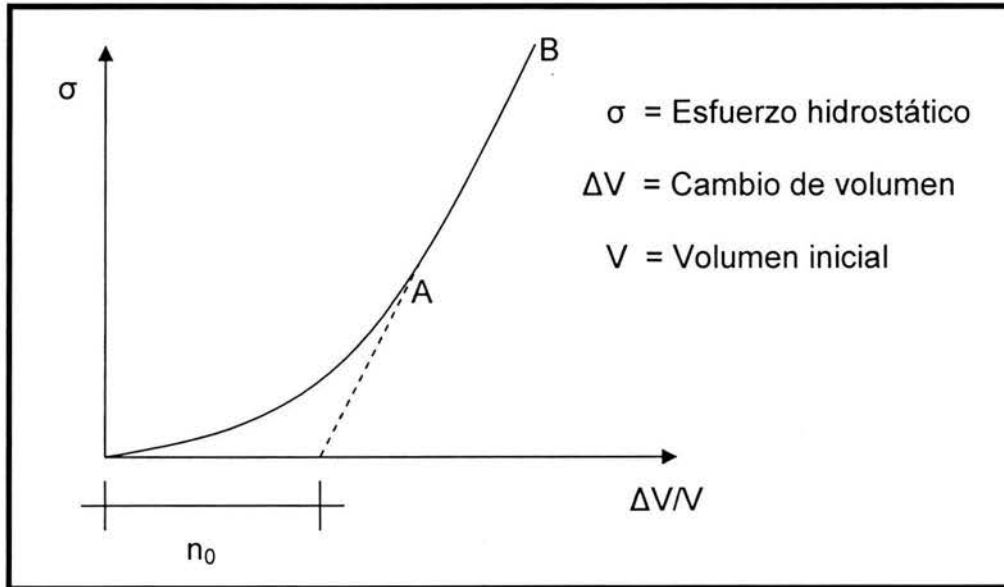


Figura 1.6.1. Variación del volumen de la muestra en función de la presión hidrostática aplicada

Peso Volumétrico.²⁴ El peso volumétrico, γ_m de una muestra de roca con la humedad natural es el cociente del peso de la muestra, W_m , entre el volumen de la misma, V_m . El peso volumétrico seco γ_d , es el cociente del peso de la muestra seca, W_s , entre el volumen de la muestra, a continuación se muestran las fórmulas para la obtención de estos parámetros:

Peso volumétrico de la muestra $\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$

Peso volumétrico seco $\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$

Absorción de Agua.²⁴ A medida que el intemperismo avanza en las rocas, su volumen de vacíos crece, tanto por la expansión de la roca como por la disolución parcial de sus componentes, es por esto que el grado de alteración puede ser definido por el parámetro i , dado por la ecuación:

²⁴ Manual de Diseño de Obras Civiles. Op. Cit.

$$i(\%) = \frac{P_1 - P_2}{P_1} \times 100$$

donde: P_1 = peso de la muestra secada al horno a 105°C

P_2 = peso de la muestra saturada, sumergiéndola en agua después de secarla

Permeabilidad.²⁵ En el laboratorio es posible medir el coeficiente de permeabilidad al aire y la variación con el tiempo de la permeabilidad al agua. El valor del coeficiente de permeabilidad al aire es un índice del estado de alteración de la roca, y la variación de la permeabilidad al agua es indicativa de la alterabilidad de la roca.

Sensitividad.²⁵ Esta prueba consiste en medir el coeficiente de permeabilidad de un flujo de agua radial producido primero en sentido convergente y después divergente a través de una muestra de roca cilíndrica con una perforación central.

Se denomina sensitividad al cociente de la permeabilidad medida cuando el flujo es divergente entre la medida al ser éste convergente:

$$S = \frac{K_{div}}{K_{conv}}$$

Índice de Calidad de la Roca (RQD).²⁶ En ingeniería se ha definido un índice de calidad de la roca, basado indirectamente en el número de fracturas observadas en los corazones provenientes de un muestreo. En lugar de determinar el número de fracturas de las muestras, se procede a valorar el cociente de la longitud que resulta de sumar únicamente los trozos de roca mayores de 10 cm y la longitud de avance del sondeo. La roca se clasifica de acuerdo con los valores del RQD, éstos se muestran en la siguiente tabla:

RQD en porcentaje	Calidad
0 – 25	Muy pobre
25 – 50	Pobre
50 – 75	Aceptable
75 – 90	Buena
90 – 100	Excelente

Este índice se utiliza para establecer comparaciones entre muestras provenientes de diversos sondeos o zonas de un sitio estudiado.

²⁵ Manual de Diseño de Obras Civiles. Op. Cit.

²⁶ BROWN, Edwin Thomas. **Rock Characterization, Testing and Monitoring**. International Society for Rock Mechanics, Suggested Methods. Ed. Pergamon Press. Great Britain, 1981.

Cabe aclarar que, aunque en la mayoría de los textos no se considera al RQD como una propiedad índice de la roca, en este trabajo se toma como tal puesto que da una idea de la resistencia mecánica del macizo rocoso.

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS ROCAS

Las propiedades mecánicas de las rocas pueden ser obtenidas tanto en campo como en el laboratorio, a continuación se explicarán algunas de las pruebas más importantes para la determinación de estas propiedades, cabe mencionar que la resistencia del espécimen estará dada por su antigüedad, su tamaño, la velocidad en que se realice la prueba y la estructura que presente la muestra.

PRUEBAS DE LABORATORIO

Compresión Simple. Consiste en aplicar a los especímenes de roca cargas axiales sin confinamiento, dichos especímenes son generalmente cilíndricos de 2.5 a 7.5 cm de diámetro y altura igual a dos diámetros.

La resistencia del espécimen es el valor del esfuerzo bajo el cual el material falla. En la siguiente tabla se muestra una clasificación de rocas según su resistencia a la compresión simple.

Resistencia (MPa)	Condición	Descripción
5 – 20	Muy débil	Sedimentarias alteradas y débilmente compactadas
20 – 40	Débil	Sedimentarias y esquistos débilmente cementados
40 – 80	Resistencia media	Sedimentarias competentes y rocas ígneas cuarzosas de densidad un poco baja
80 – 160	Resistencia alta	Ígneas competentes, metamórficas y algunas areniscas de grano fino
160 – 320	Resistencia muy alta	Cuarcitas, rocas ígneas densas de grano fino

Compresión Triaxial. Estos ensayos simulan los esfuerzos que soporta la muestra de roca en la naturaleza, se utilizan probetas, con alturas de 2.5 a 3 veces su diámetro, el cual va de los 5 a los 7.5cm, a las cuales se les aplica una carga axial que va de 100 a 200 ton, con un confinamiento de 300 a 600 kg/cm².²⁷

Se deberán trazar los círculos de Mohr correspondientes a la compresión simple y a la compresión triaxial, para así conocer los valores del ángulo de

²⁷ Manual de Diseño de Obras Civiles. Op. Cit.

fricción interna y la cohesión que presenta la roca, con estos valores es posible obtener la resistencia al corte, que se interpreta tomando en cuenta la ley de Coulomb, como:

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

donde: τ = resistencia al corte

ϕ = ángulo de fricción interna

c = cohesión

σ' = esfuerzo normal efectivo actuante sobre el plano de corte, $\sigma' = \sigma - u$,
donde σ = esfuerzo normal externo y u = presión de poro.

Prueba de Tensión.²⁸ Consiste en someter a la muestra de roca a tensión axial, compresión diametral (prueba brasileña) o flexión, siendo la más utilizada la prueba brasileña, que consiste en someter a compresión diametral a un espécimen cilíndrico produciéndose así esfuerzos de tensión y de compresión, a pesar de que el esfuerzo de tensión inducido es menor que el de compresión, el espécimen falla a lo largo del eje vertical debido a su menor resistencia a la tensión, los valores máximos son:

$$\sigma_x = 6P / \pi D l \quad \text{de compresión}$$

$$\sigma_y = -2P / \pi D l = -\frac{\sigma_x}{3} \quad \text{de tensión}$$

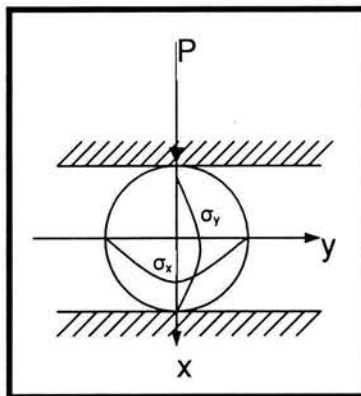


Fig. 6.1.2. Diagramas de esfuerzos de compresión, σ_x y de tensión, σ_y

Resistencia al Esfuerzo Cortante. La prueba consiste en provocar la falla por corte a través de un plano seleccionado previamente o sobre un plano de debilidad ya existente. La de corte simple se efectúa aplicando al espécimen una carga normal constante y una carga tangencial que se incrementa desde cero hasta un valor máximo, ya que al aumentar esta carga se incrementan los esfuerzos cortantes hasta que la muestra falla. Durante un ensaye deben de ser medidos los desplazamientos verticales y horizontales de la parte superior de la muestra con respecto a la inferior.

²⁸ Manual de Diseño de Obras Civiles. Op. Cit.

PRUEBAS DE CAMPO.

Los resultados de estas pruebas son más representativos que los ensayos llevados a cabo en el laboratorio, sin embargo, la escala de los ensayos *in situ* no alcanzan a representar todo el conjunto del macizo rocoso.

- Deformabilidad.

Prueba de Placa. Consisten en aplicar una carga a una superficie plana de la roca y medir la deformación superficial resultante. La placa se denomina flexible cuando la carga se transmite por medio de gatos Freyssinet, y se llama rígida cuando la carga se transmite a través de una placa rígida que sólo permite deformaciones pequeñas.²⁹

- Esfuerzos Internos.

Gato plano. Es un recipiente plano lleno de aceite, de paredes metálicas delgadas, que es empleado para transmitir una presión conocida que actúa en sus caras. El procedimiento consiste en medir la deformación inducida entre dos puntos de referencia, localizados en la pared de una galería, cuando se recorta una ranura entre ellos. Se introduce en la ranura el gato plano y se aplica una presión tal que la deformación registrada se recupere. Si el gato plano está localizado en una ranura normal a una dirección principal de esfuerzo, la presión aplicada para la recuperación de la deformación inducida es igual al esfuerzo principal en esta dirección.³⁰

- Permeabilidad.

Prueba Lugeon. La llamada Unidad Lugeon corresponde a una absorción de 1 lt de agua/min por metro de tramo probado bajo una presión de inyección de 10 kg/cm². La longitud de cada tramo de prueba se debe elegir de acuerdo con los espesores de los diversos estratos.

TIPO DE MACIZO	UNIDADES LUGEON	PRESIÓN (Kg/cm ²)
Impermeable	0 - 1	10
Prácticamente Impermeable	1 - 3	10
Permeable	>3	10
	1.5 - 6	5
Muy Permeable	>3	10
	>6	5

²⁹ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op. Cit.

³⁰ BROWN, Edwin Thomas. Op. Cit.

Se infiere que una fuerte absorción de agua se debe a una fisura muy grande o a un gran número de fisuras estrechas.

En la tabla anterior se muestra la clasificación de los macizos rocosos en función de la permeabilidad.³¹

- Resistencia a Compresión Simple.

Martillo Schmidt. Este ensayo permite estimar de forma aproximada la resistencia a compresión simple. Este martillo consiste en un aparato metálico de geometría cilíndrica, que dispone de un muelle en su interior y de una punta retráctil, la cual, al ser presionada contra la roca, hace que el muelle se dispare, en función de la dureza o resistencia de la roca, el muelle sufrirá mayor o menor rebote, valor que quedará indicado en una escala situada en el costado del aparato.

Los valores de rebote obtenidos se correlacionan con la resistencia a la compresión simple, en función de la densidad de la roca y de la inclinación del martillo y del plano ensayado.³²

- Resistencia al Esfuerzo Cortante.

Estos ensayos se realizan en bloques labrados en el sitio que quedan unidos al macizo por una cara (Figura 1.6.3.). Se aplica un esfuerzo normal que se mantiene constante y a continuación un esfuerzo cortante que se incrementa, midiendo en varios puntos del bloque los desplazamientos longitudinales y transversales.

Es importante que el labrado del bloque se realice con mucho cuidado para minimizar la alteración en la roca, así como hacer una descripción detallada de la superficie, fracturas, tipo de roca, etc., y de la superficie de falla. Las dimensiones del bloque deben de ser lo más grandes posible, de manera que la parte ensayada incluya un número de irregularidades tal que sea representativo de las juntas existentes en el macizo.

El gato utilizado para producir la fuerza de corte se instala con una pequeña inclinación y en dirección tal que la fuerza de corte y la normal concurren al centro de la superficie ensayada para evitar momentos de giro sobre esta superficie.³¹

³¹ Manual de Diseño de Obras Civiles. Op. Cit.

³² GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op. Cit.

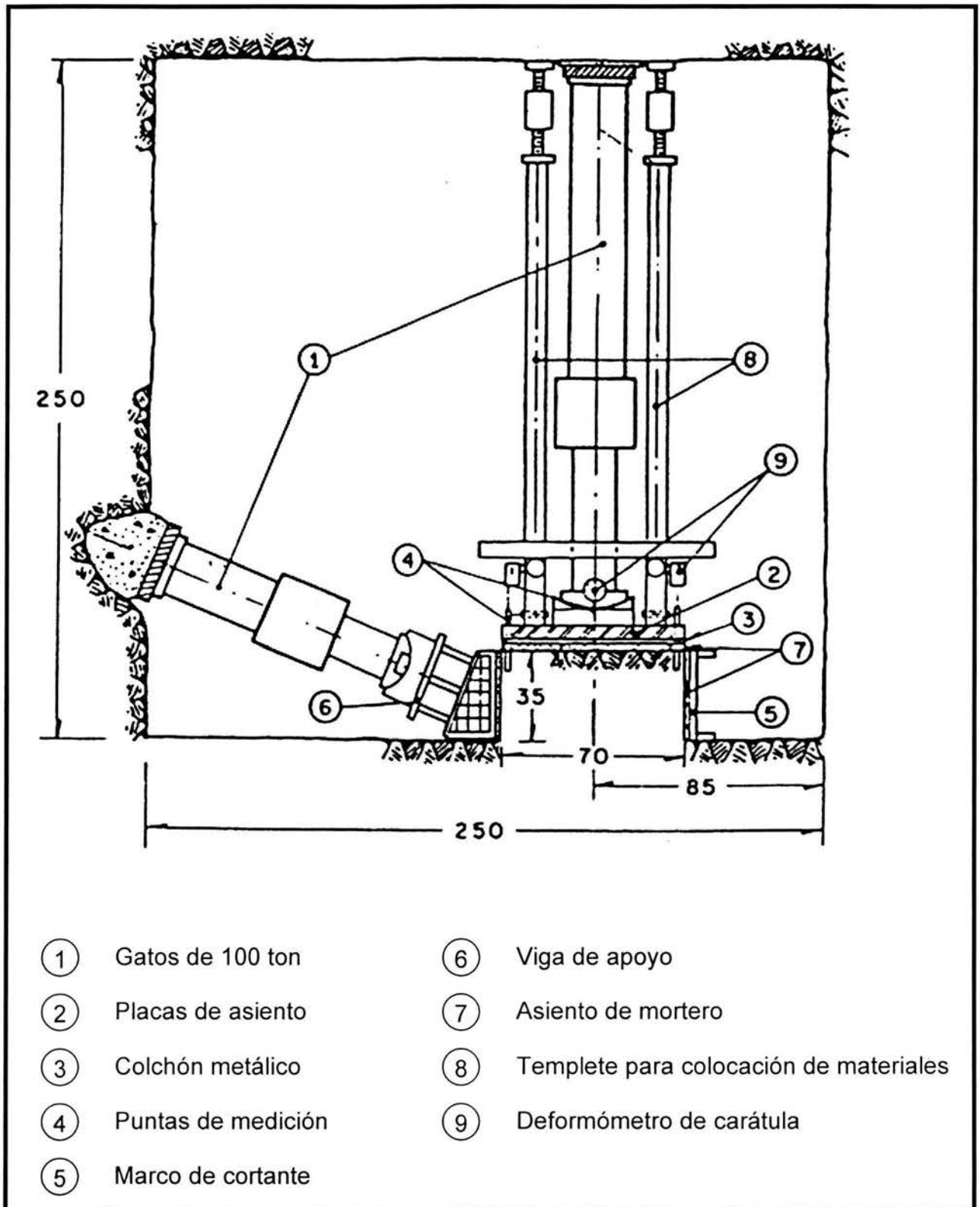


Figura 1.6.3. Montaje general para la prueba de corte *in situ*

1.7. EFECTO DEL AGUA EN LA MASA ROCOSA.

La mayor parte de las roturas en un macizo rocoso se producen por los efectos del agua en el terreno, como la generación de presiones intersticiales. En general, se puede decir que el agua es el mayor enemigo de la estabilidad de los taludes.

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

- Reducción de la resistencia al corte de los planos de rotura al disminuir la tensión normal efectiva, σ'_n :

$$\tau = c + (\sigma_n - u) \tan \phi = c + \sigma'_n \tan \phi$$

- La presión ejercida sobre grietas de tensión aumenta las fuerzas que tienden al deslizamiento.
- Aumento del peso del material por saturación:

$$\gamma = \gamma_d + Sn\gamma_w$$

donde γ_d = peso específico seco; S = grado de saturación; n = porosidad; γ_w = peso específico del agua.

- Erosión interna por flujo superficial o subterráneo.
- Meteorización y cambios en la composición mineralógica de los materiales.
- Apertura de discontinuidades por agua congelada.³³

El peso propio de un talud en estado seco genera esfuerzos que pueden ser modificados por la presencia y movimiento del agua subterránea, la cual también puede afectar la estabilidad de un talud de las siguientes formas:

- a) Por el cambio de esfuerzo efectivo, y de esta forma el cambio en la resistencia al esfuerzo cortante.
- b) Por la generación de fuerzas de infiltración del flujo de agua subterránea hacia la superficie del talud, incrementando así las fuerzas que tienden a desestabilizarlo.

³³ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op. Cit.

- c) Al operar como un agente de intemperismo y de la erosión para promover la disolución en las rocas solubles, la expansión de las arcillas que ocupan las grietas en el macizo y la erosión de partículas finas de los depósitos cementados débilmente.

El agua subterránea es el único carácter natural de la pendiente que puede ser cambiado de una forma económica y que pudiera mejorar la estabilidad del talud, esto por medio del desagüe por gravedad.

En la Figura 1.7.1. se ilustran las fuerzas hidráulicas creadas por el agua subterránea que llena una grieta de tensión atrás del talud y se descarga mediante una superficie de deslizamiento potencial.³⁴

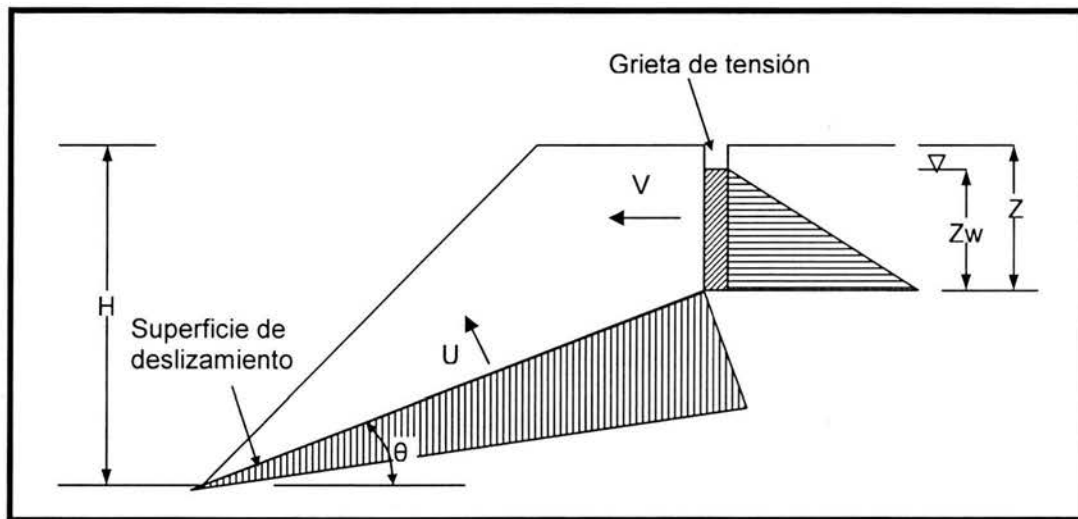


Figura 1.7.1. Fuerzas producidas por el agua confinada en una grieta de tensión y a lo largo de una superficie de deslizamiento plana

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w \times Z_w^2$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w \times Z_w(H - Z) \times \text{Cosec} \theta$$

El movimiento del agua a través de un talud en roca crea fuerzas de filtración.

En algunas ocasiones el flujo del agua subterránea puede ser suficiente para desalojar los granos de minerales de materiales pobremente cementados como los limos, los cuales sufren erosión interna que hace que las capas sobreyacentes se colapsen y motiven la ruptura de la pendiente.³⁴

³⁴ BLYTH, F. G., DE FREITAS, M. H. Op. Cit.

Un sistema de fracturas puede estudiarse como una red de canales cuyos extremos son los cruces de las fracturas, o sea los nudos de la red. Para lograr hacer el modelo matemático es necesario plantear las siguientes hipótesis:

- a) Las fracturas son verticales y de ancho constante en toda su profundidad (de 1mm a 2cm).
- b) Las fracturas se extienden desde la superficie del terreno hasta la cota del lecho fluvial.³⁵

También resulta importante el considerar el agua superficial que pudiera causar problemas importantes de estabilidad al crearse altas presiones en las discontinuidades y grietas por las que se introduce. Los fenómenos de erosión y lavado en materiales blandos o poco consistentes aparecen asociados a la presencia de agua superficial.

Los aspectos que deben de conocerse para evaluar la magnitud y la distribución de las presiones intersticiales en un talud y los efectos del agua son:

- Comportamiento hidrogeológico de los materiales.
- Presencia de niveles freáticos y piezométricos.
- Flujo de agua en el talud.
- Parámetros hidrogeológicos de interés: coeficiente de permeabilidad o conductividad hidráulica, transmisividad y coeficiente de almacenamiento.

Las presiones intersticiales que actúan en el interior del talud pueden ser medidas directamente mediante la colocación de piezómetros, estas medidas nos proporcionarán el valor de la presión que ejerce el agua en un punto en el interior de un sondeo.

De una forma indirecta, las presiones pueden ser evaluadas a través de una red de flujo del talud, así se podrán conocer los valores de las presiones en diferentes puntos de la superficie de rotura.

Un método para poder evaluar de forma aproximada la fuerza total ejercida por el agua sobre una superficie de discontinuidad o en una grieta de tensión, es asumir distribuciones triangulares de presiones hidrostáticas sobre estos planos. La altura del triángulo corresponderá a la máxima presión del agua sobre el plano, así la fuerza total del agua actuando sobre la discontinuidad vendrá dada por el área del triángulo de presiones construido considerando dos dimensiones.³⁶

³⁵ MARSAL, Raúl J., RESENDIZ, Daniel N. Op. Cit.

³⁶ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op. Cit.

1.8. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

El procedimiento constructivo tiene un importante impacto en la estabilidad del talud, por lo que debe ser diseñado de forma que las excavaciones se lleven a cabo gradualmente para evitar una descompresión instantánea del talud, pudiendo producirse deformaciones excesivas con la consecuencia de la apertura de fracturas existentes y la pérdida de resistencia al corte en la potencial superficie de falla.³⁷

Para realizar la excavación de un talud en roca se requiere la utilización de medios mecánicos o voladuras, la selección del método correcto dependerá básicamente de la excavabilidad de los materiales, de las dimensiones y geometría de la excavación y del rendimiento de la máquina. Los principales métodos de excavación se presentan a continuación:

Ripadoras. Consisten en tractores montados sobre orugas dotados de uno o varios escarificadores o rippers, además de una hoja para el empuje de los materiales fragmentados; el ripper tiene un movimiento de empuje hacia el terreno para penetrar en la roca y otro de traslación para desgarrarla, en algunas variedades el ripper está dotado de un martillo hidráulico de impacto.

Voladuras. Consiste en la perforación de barrenos en rocas de elevada resistencia y la aplicación de cargas explosivas en su interior, ocasionando la disgregación o fisuración de la roca según sea la voladura.

La excavación mediante medios mecánicos convencionales, tales como *palas* o *mototraillas*, solo es aplicable a rocas altamente intemperizadas. La aplicación de una u otra técnica tiene una repercusión importante en el costo de movimiento de tierras en la obra, de ahí la gran importancia de la correcta definición del método de excavación.

Se puede decir que una roca es ripable cuando es posible excavarla por medios mecánicos sin la utilización de explosivos, esto dependerá de los siguientes parámetros del macizo:

- Resistencia a la compresión simple de la roca.
- Resistencia a la tensión.
- Velocidad de propagación de ondas sísmicas en el medio rocoso.
- RQD.
- Características de las discontinuidades.
- Estructura y estratificación de la roca, alternancia de niveles de distinta competencia, etc.

³⁷ RABAGO, Armando M, et al. Op. Cit.

En la siguiente tabla se muestra un criterio general de ripabilidad basado en la velocidad de ondas sísmicas, aunque cabe mencionar que los fabricantes de la maquinaria proporcionan tablas de esta propiedad en función del tipo de máquina a emplear y la velocidad de propagación de ondas sísmicas.

Es importante decir que existen otros criterios para definir la ripabilidad, como el de Hadjigeorgiou y Scoble y el de Singh y Denby.³⁸

Velocidad Sísmica (m/s)	Excavabilidad
< 1500	Rocas excavables con mototraillas, excavadoras o tractores con ripper.
1500 – 2000	Ripiado fácil. Excavación en estratos sin volar, difícil para excavadoras o tractores con ripper.
2000 – 2500	Ripiado costoso. Voladuras ligeras (grandes longitudes de retacado)
2500 – 3000	Se precisan voladuras ligeras.
> 3000	Voladuras importantes (plantillas de perforación cerradas, pequeñas longitudes de retacado).

En el caso de uso de explosivos, deberá ser usada la técnica de precorte con bajas cargas por tiempo, para así generar una zona discontinua a lo largo de la cara del talud que evite la completa transmisión de la vibración generada por los explosivos durante la voladura. Las bajas cargas por tiempo reducirán los daños al macizo rocoso y evitarán la apertura de las fracturas existentes y la creación de nuevas fisuras.³⁹

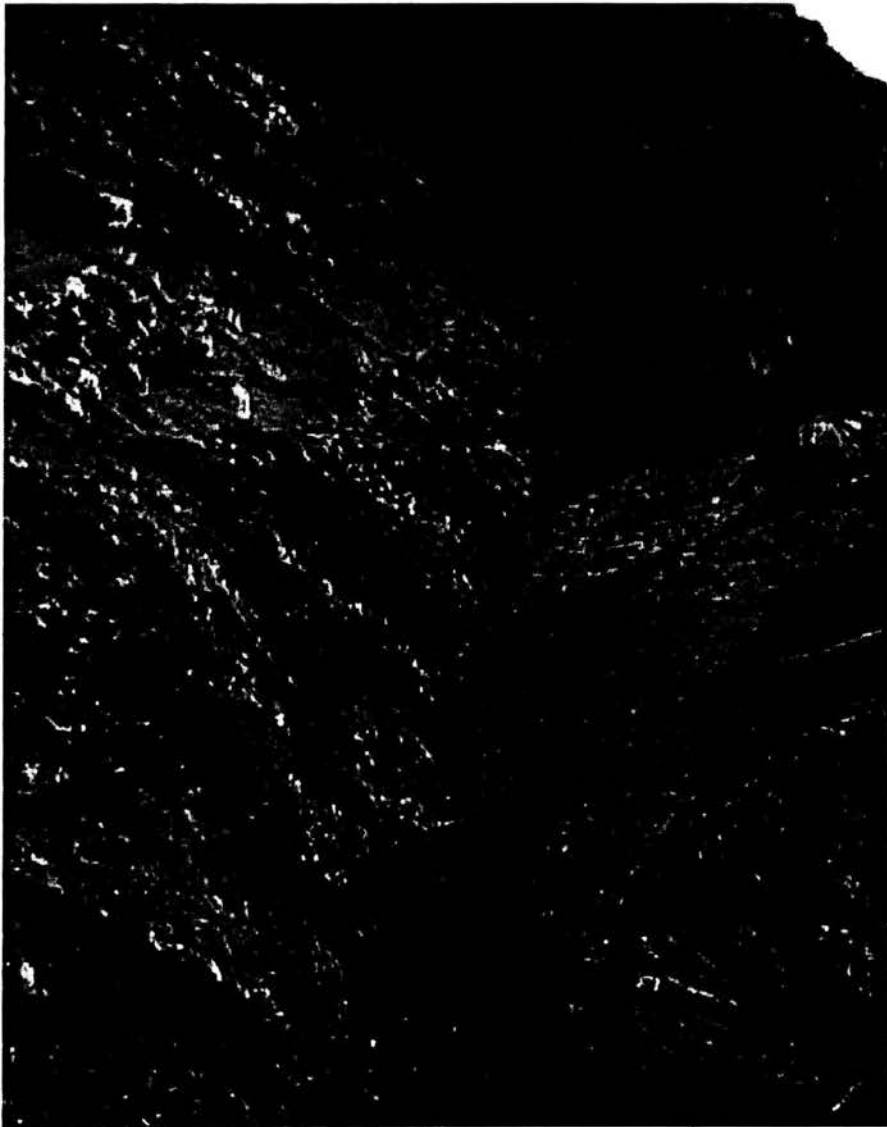
Resulta conveniente que en esta etapa, si la obra lo justifica, el talud se encuentre previamente instrumentado para controlar su comportamiento, y si son observadas deformaciones anormales se procederá a la colocación del soporte necesario hasta restablecer las condiciones de equilibrio del mismo.

³⁸ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op. Cit.

³⁹ RABAGO, Armando M, et al. Op. Cit.

CAPÍTULO 2

MODOS DE FALLA Y SU RELACIÓN CON EL TIPO DE ROCA. EVALUACIÓN DE ROTURAS POTENCIALES. RESISTENCIA AL CORTE DE DISCONTINUIDADES



INTRODUCCIÓN

Los tipos de deslizamiento en taludes de roca son muy variados ya que la masa rocosa está afectada por numerosas superficies de discontinuidad, como juntas, planos de estratificación y fallas que juegan un papel importante en el movimiento del talud.¹

Los diferentes tipos de fallas en taludes rocosos están íntimamente relacionados por el grado de fracturación del macizo y por la orientación y distribución de las discontinuidades con respecto al talud, así, la estabilidad del talud queda definida por los parámetros resistentes de las discontinuidades de la matriz rocosa. En macizos rocosos duros o resistentes, las discontinuidades determinan la situación de los planos de rotura. En los macizos formados por rocas blandas, la matriz rocosa también juegan un papel importante en la generación de estos planos y en el mecanismo de rotura.²

Otros aspectos importantes que pueden determinar el tipo y la disposición de las superficies de rotura son el tipo de roca, los rellenos de las grietas, la alternancia de materiales de diferente litología, la resistencia y grado de alteración, la presencia de capas de material blando o de estratos duros. En los macizos rocosos, la existencia de capas o estratos de diferente resistencia implica también un diferente grado de fracturación en los materiales, lo que complica el análisis del comportamiento del talud, es por esto que para investigar su estabilidad se requiere estudiar cuidadosamente los defectos o debilidades más que la resistencia de los elementos sanos de la masa rocosa.¹

De la siguiente lista de mecanismos de falla de talud, se puede apreciar lo importante que es la caracterización del macizo rocoso y su estructura, para poder juzgar el tipo de falla. Para descifrar el modo o modos de falla, las herramientas elementales son el mapeo geológico estructural, la medición de alturas piezométricas y de manantiales a lo largo del talud y la observación de sus deformaciones mediante la valoración topográfica de puntos fijos en el macizo rocoso y, si es posible, de inclinómetros, como se verá en el capítulo correspondiente a la instrumentación.

2.1. FALLAS EN ROCAS BLANDAS

2.1.1. HUNDIMIENTO

El hundimiento es la clásica falla por corte con rotación inversa, mejor desarrollada en suelos arcillosos. Solo algunos tipos de masas de roca son suficientemente blandos como para desarrollar un verdadero hundimiento, la

¹ MARSAL, Raúl J., RESENDIZ, Daniel N. *Presas de Tierra y Enrocamiento*. Edt. Limusa. México. 1ª Edición, 1979.

² GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. *Ingeniería Geológica*. Edt. Prentice Hall. España, 2002.

mayoría carecen de estructuras o estratos blandos. Los tipos de roca que generan este tipo de falla son ricas en arcilla, ablandadas por relajamiento y por la acción del agua, como por ejemplo esquistos arcillosos y rocas tobaceas meteorizadas o alteradas. Las fallas por hundimiento también pueden ocurrir en rocas altamente fisuradas, que contienen tantas discontinuidades que pueden considerarse efectivamente homogéneas, como por ejemplo las que se encuentran en zonas adyacentes a fallas tectónicas y en formaciones rocosas que contienen carbón. En la mayoría de las demás rocas, las fracturas se originan por tensión, más que por ruptura al corte, de manera que es raro encontrar la clásica superficie de falla circular.³

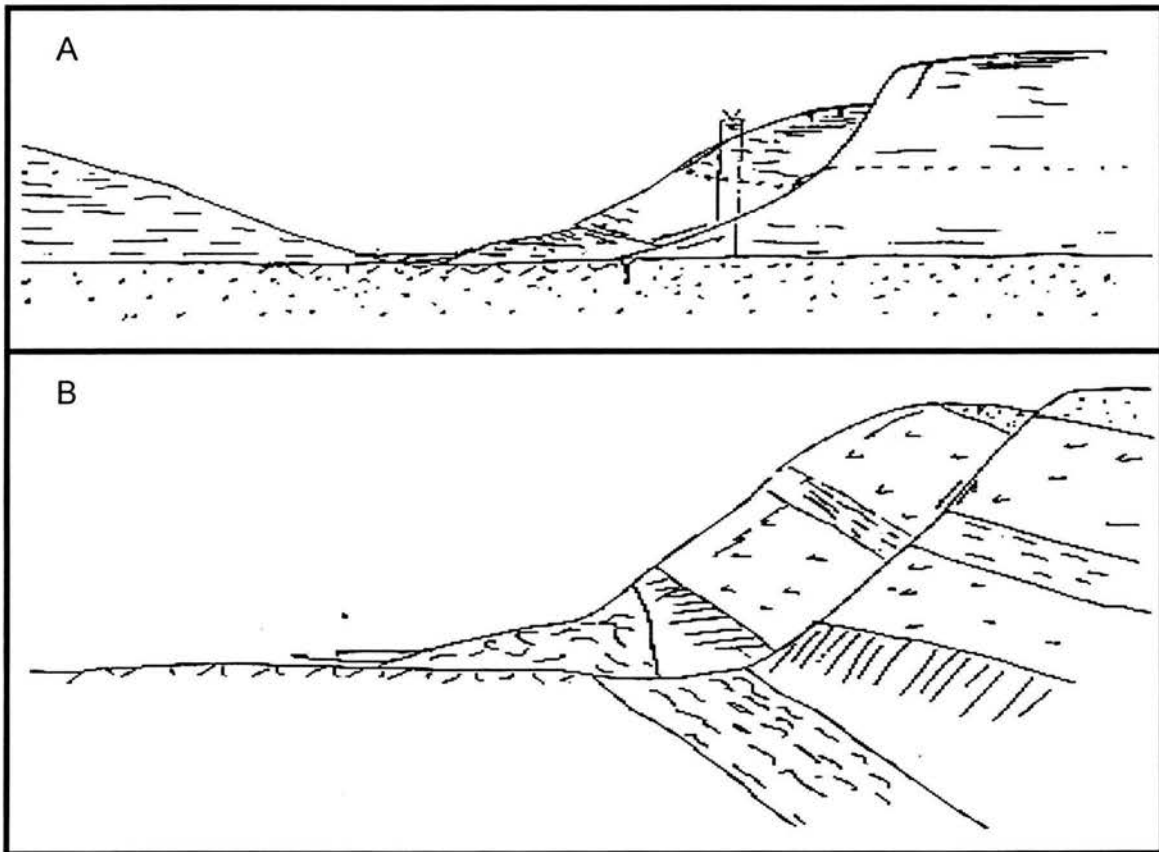


Figura 2.1.1. Falla por hundimiento causada por presión de poro en rocas blandas

La Figura 2.1.1.A. muestra un estilo de falla por hundimiento que se encuentra en formaciones rocosas, en las cuales el material que se desliza es levantado por presiones de agua de un acuífero subyacente, cuyo drenaje hacia el fondo del valle ha sido impedido. La causa principal de este deslizamiento son las altas presiones de poro en la formación que se desliza. La Figura 2.1.1.B. muestra un caso similar en el cual las altas presiones de poro son causadas por

³ GOODMAN, Richard E., Tercera Conferencia Magistral Profesor Raúl J. Marsal. "El Comportamiento de la Roca en Taludes". Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas. México, 1998.

una capa impermeable en la base del talud, que impide el flujo de las aguas subterráneas.⁴

2.1.2. EROSIÓN

Los taludes naturalmente erosionados se originan por el movimiento del hielo, el agua superficial y el mar. La erosión glacial produce valles cuyas laderas muy empinadas quedan bajo la influencia de un gran esfuerzo cuando los glaciares se funden y el soporte natural que las sostiene es gradualmente eliminado, por lo que estas pendientes tienen que colapsar. Esta erosión se facilita por la generación de series de juntas situadas a una pequeña distancia debajo de la base de un glaciar. Dichas juntas normalmente se encuentran rellenas de suelo residual y arcilla; en esta condición tienen una baja resistencia al esfuerzo cortante y, por lo general, son las superficies sobre las cuales podría comenzar la ruptura del talud.

En regiones frías, la alteración por medio de ciclos alternos de congelación y deshielo es común y produce el desprendimiento de las rocas. Durante los años húmedos los taludes inestables quedan libres de los desprendimientos de rocas y de los grandes deslizamientos, y pueden pasar muchos años antes de que se debilite el suficiente material para que se desarrolle la inestabilidad del talud a gran escala.⁵

La erosión puede degradar seriamente un talud en rocas, ya sea por flujo concentrado de aguas superficiales, o debido a erosión interna o tubificación, particularmente en sedimentos limosos poco cementados, en granito altamente meteorizado y en "tucurugüay"*. La erosión interna y la tubificación pueden ocurrir cuando los taludes naturales o artificiales contienen material limoso suelto en contacto con una roca dura, con fracturas abiertas, lo cual ocurre sistemáticamente en series de rocas volcánicas y en zonas de falla. Si los suelos erosionables están aguas abajo de una roca con fracturas abiertas, la filtración puede iniciar un proceso de erosión rápida, el cual pone en peligro las rocas adyacentes al cambiar la configuración de la excavación y socavar su soporte. Si los suelos erosionables están aguas arriba de las discontinuidades abiertas, es posible la erosión interna en las fracturas, pero generalmente causa menor daño al talud (aunque puede ser perjudicial para estructuras aguas arriba).

Los deslizamientos que ocurrieron en los valles en épocas en las que descendió el nivel del mar hoy pueden estar sepultados por el aluvión, pero pueden reactivarse si son expuestos por las excavaciones que se hacen en los trabajos de ingeniería.⁴

⁴ GOODMAN, Richard E., Op. Cit

⁵ BLYTH, F. G., DE FREITAS, M. H. **Geología para Ingenieros**. Edt. CECSA. México. 2ª Reimpresión, 1995.

* Suelo residual de origen granítico y apariencia rocosa en el que no ha influido ningún agente transportador. Se puede encontrar en espesores hasta de 15 m.

2.1.3. DESPRENDIMIENTO

El desprendimiento (Figura 2.1.3.) se refiere al relajamiento y erosión progresiva de cantos o bloques de la superficie del talud. Es un proceso de desgaste de masas y erosión gradual por meteorización y transporte gravitacional. Las rocas altamente fracturadas, como son el basalto columnar y las areniscas frágiles que se encuentran sobre lutitas blandas, pueden llegar a formar grandes conos de deyección por este proceso. Dependiendo de la forma de la sección del talud, las partículas en movimiento pueden llegar a convertirse en proyectiles.⁶

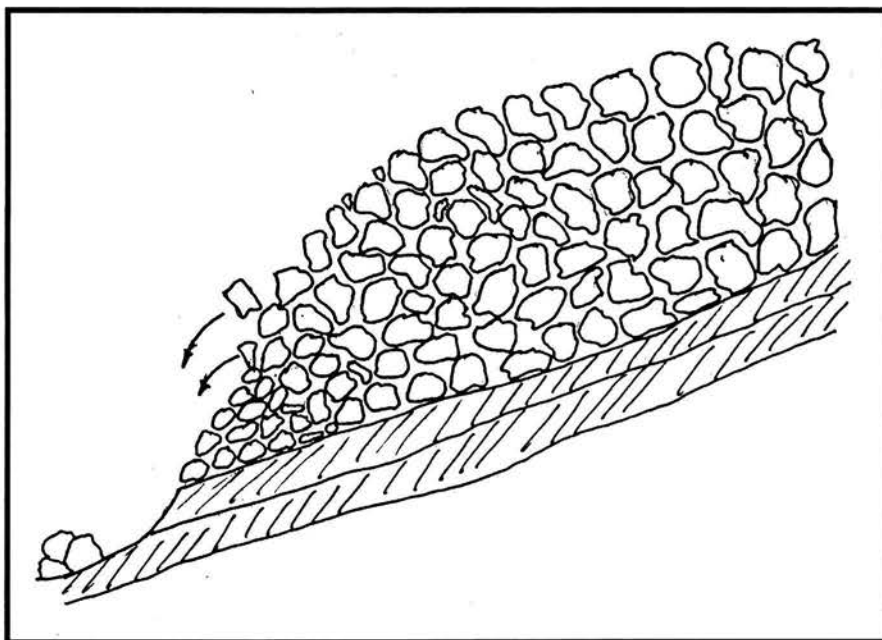


Figura 2.1.3. Desprendimiento por erosión

2.1.4. FRACTURAMIENTO EN CAPAS

El fracturamiento en capas describe estructuras por extensión que se forman a poca profundidad y paralelas a la superficie. El fracturamiento en capas clásico, que ocurre en rocas graníticas y en areniscas masivas, existe antes de la excavación y es sub-paralelo a la pendiente original del talud. Sin embargo, tiende a formarse un nuevo fracturamiento en capas paralelo al talud, con pendiente fuerte en rocas duras o blandas que estén relativamente sanas. Si la inclinación de este fracturamiento es mayor que el ángulo de fricción entre las paredes de la discontinuidad, como suele ocurrir, el talud es estable solamente por acción de los esfuerzos de tensión en la parte superior de la porción más acantilada de las capas, las cuales en realidad quedan colgando. Las grietas nuevas permiten que estas capas se desprendan. La meteorización de éstas reduce la resistencia a la tensión (a una velocidad sorprendente en climas

⁶ GOODMAN, Richard E., Op. Cit

húmedos y cálidos), permitiendo su desprendimiento y consecuente caída. La Figura 2.1.4. muestra la falla de una capa colgante formada debajo de un talud recientemente excavado. Este deslizamiento es destructivo porque ocurre inesperadamente. Si el talud es alto, el volumen de material puede ser grande, aún si la nueva capa es delgada.⁷

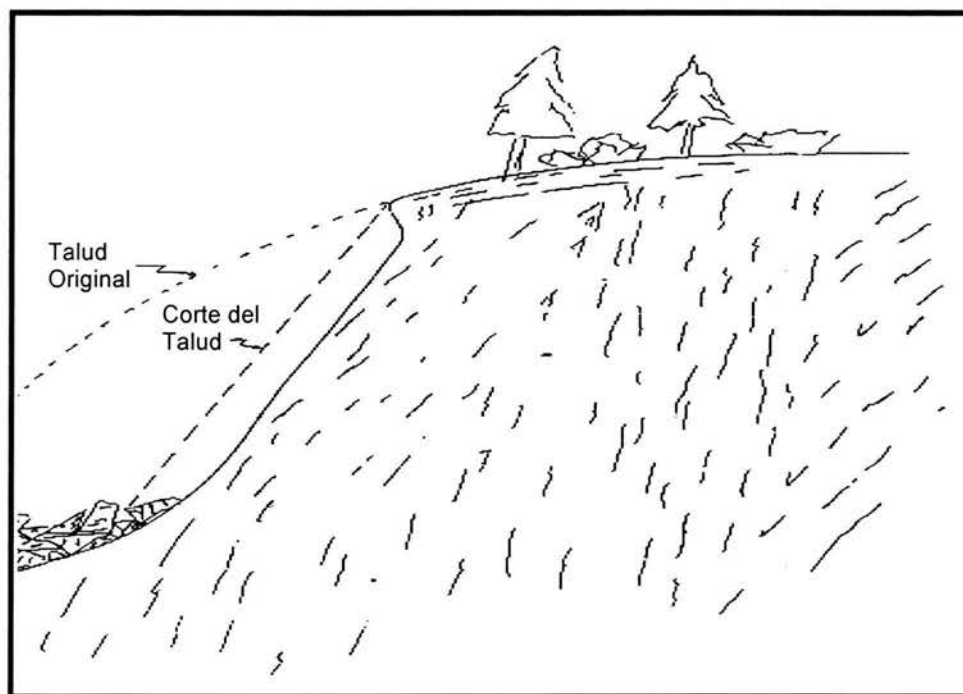


Figura 2.1.4. Falla de talud por la formación de nuevas juntas en capas

2.1.5. RELAJAMIENTO DEL MACIZO ROCOSO

La Figura 2.1.5. ilustra un mecanismo de relajamiento de un macizo rocoso que se parece a la formación de fracturamiento en capas y opera en areniscas alternadas con lutitas. Cuando el talud se expande hacia adelante, la arenisca se parte, mientras que la lutita sufre degradación. La capa entera puede fallar más tarde, debido a la acción de agua o hielo, degradación progresiva o como un resultado inadvertido de inyección de lechadas.⁷

⁷ GOODMAN, Richard E., Op. Cit

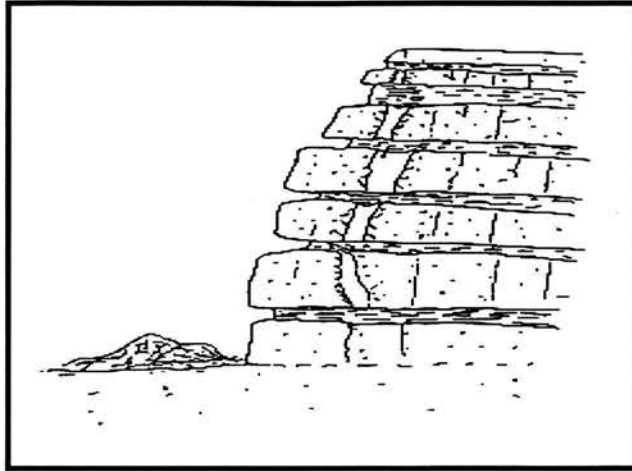


Figura 2.1.5. Formación de pseudo-capas conduciendo al debilitamiento de una roca blanda

2.2. FALLAS EN ROCAS TRITURADAS

En el análisis de falla de taludes es poco frecuente que la roca triturada sea instrumentada, no obstante la acción importante de las discontinuidades en una masa rocosa. La ruptura del puenteo de las discontinuidades en la roca permite el aislamiento de algunos bloques deslizantes, que de otra manera hubieran fallado al inicio de la excavación (Figura 2.2).⁸

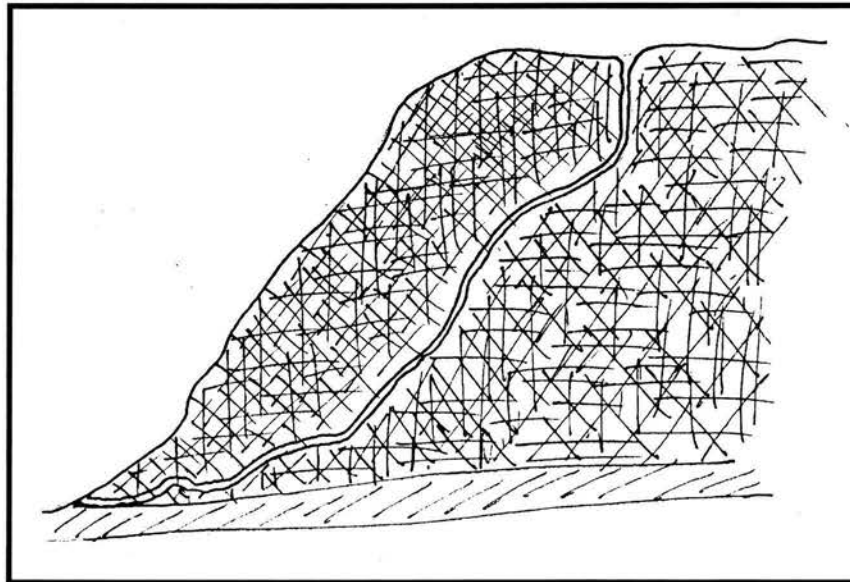


Figura 2.2. Falla en rocas trituradas

Debido a la continuidad finita de la mayoría de las discontinuidades, los deslizamientos importantes inicialmente pueden no estar aislados totalmente por

⁸ GOODMAN, Richard E., Op. Cit

el sistema de discontinuidades. Después de la excavación, el crecimiento gradual de grietas aumenta los esfuerzos, concentrándolos en la porción no-fracturada del puenteo, conduciendo a un incremento en la velocidad de movimiento y a su consiguiente falla.⁹

2.3. FALLAS EN ROCAS DURAS

2.3.1. DESLIZAMIENTO EN BLOQUE

El deslizamiento en bloque en un plano de debilidad puede ocurrir solamente después de que la masa a deslizarse haya sido completamente aislada (Figura 2.3.1.). En el caso de una masa de roca con un grupo dominante de juntas de estratificación, el deslizamiento no puede ocurrir a no ser que el aislamiento lateral del bloque se logre si en los costados ha ocurrido desplazamiento lateral del tipo de la falla por cortante. Esto último se facilita por la ocurrencia de fallas individuales o zonas de cizallamiento que cortan la masa a deslizarse en una dirección más o menos paralela al buzamiento de la superficie de deslizamiento.⁹

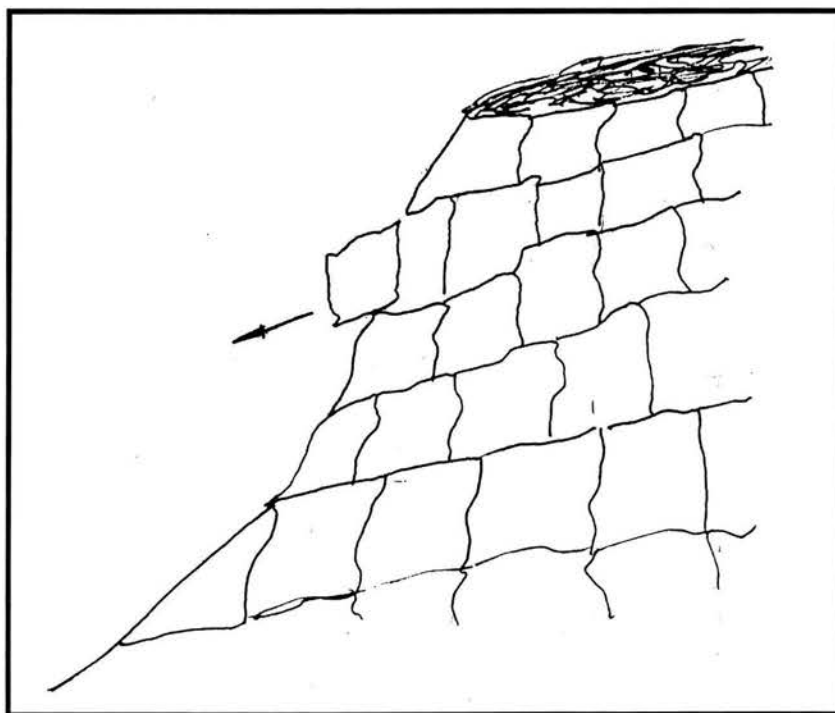


Figura 2.3.1. Deslizamiento en bloque

Los bloques definidos por tres o más sistemas de fracturamiento sensiblemente paralelos no requieren de ninguna otra estructura o elemento topográfico si definimos que son removibles en el espacio excavado. Una prueba

⁹ GOODMAN, Richard E., Op. Cit

simple de movilidad es una de las contribuciones más importantes de la teoría de bloques. Los bloques que pueden ser removibles pueden deslizarse en un solo plano o en dos planos que se intersecan, moviéndose a lo largo de una de las aristas del bloque (una línea de intersección entre dos fracturas). También pueden moverse en un modo rotacional, como será descrito a continuación.¹⁰

2.3.2. DESLIZAMIENTO DE CUÑAS

Los deslizamientos de cuña ocurren en taludes convexos cortados solamente por dos superficies de discontinuidad no paralelas (Figura 2.3.2.). En estos casos, los bloques son labrados con aproximadamente cuatro caras por los dos planos de discontinuidad en la roca y por dos planos tangentes a la superficie. Por lo tanto no es necesaria la presencia de superficies laterales para aislar el bloque cuando está a punto de deslizarse. En consecuencia, grandes masas deslizantes pueden ser liberadas por la intersección de una zona de cizallamiento o una falla de contacto entre dos miembros o dos formaciones o cualquier otra estructura bien definida, como un plano de estratificación buzante.¹⁰

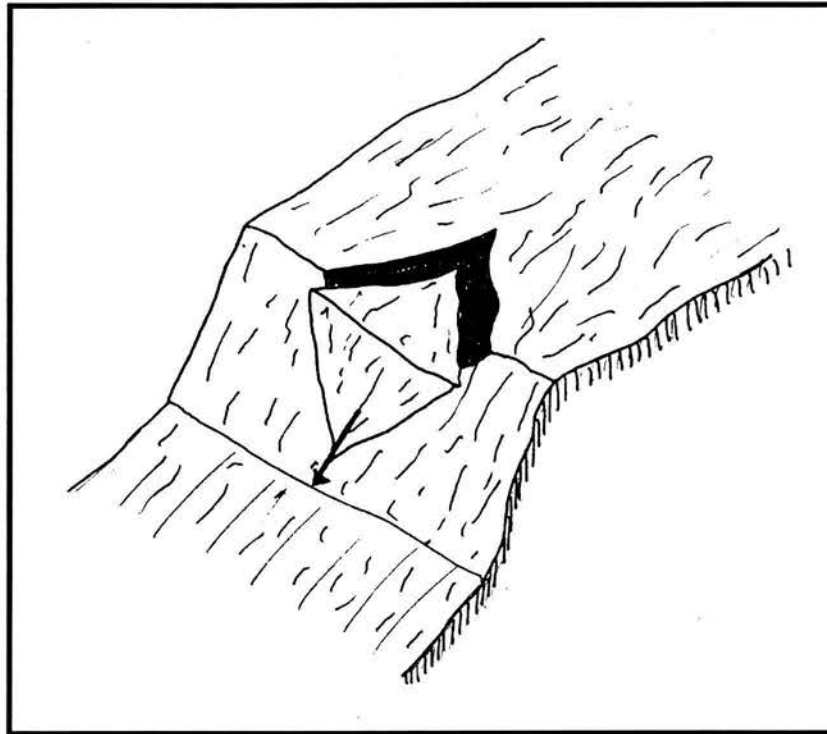


Figura 2.3.2. Falla por deslizamiento de cuña

Un ingeniero o un geólogo a quien se confía la seguridad de taludes en roca tiene que poner atención especial a la interpretación del mapa geológico de un proyecto, para asegurarse que este tipo de intersección no quede expuesta por la excavación proyectada.

¹⁰ GOODMAN, Richard E., Op. Cit

Para que se produzca este tipo de rotura, los dos planos deben aflorar en la superficie del talud. La resistencia al corte en las caras del tetraedro formado es puramente friccionante.

2.3.3. HUNDIMIENTO DE BLOQUES

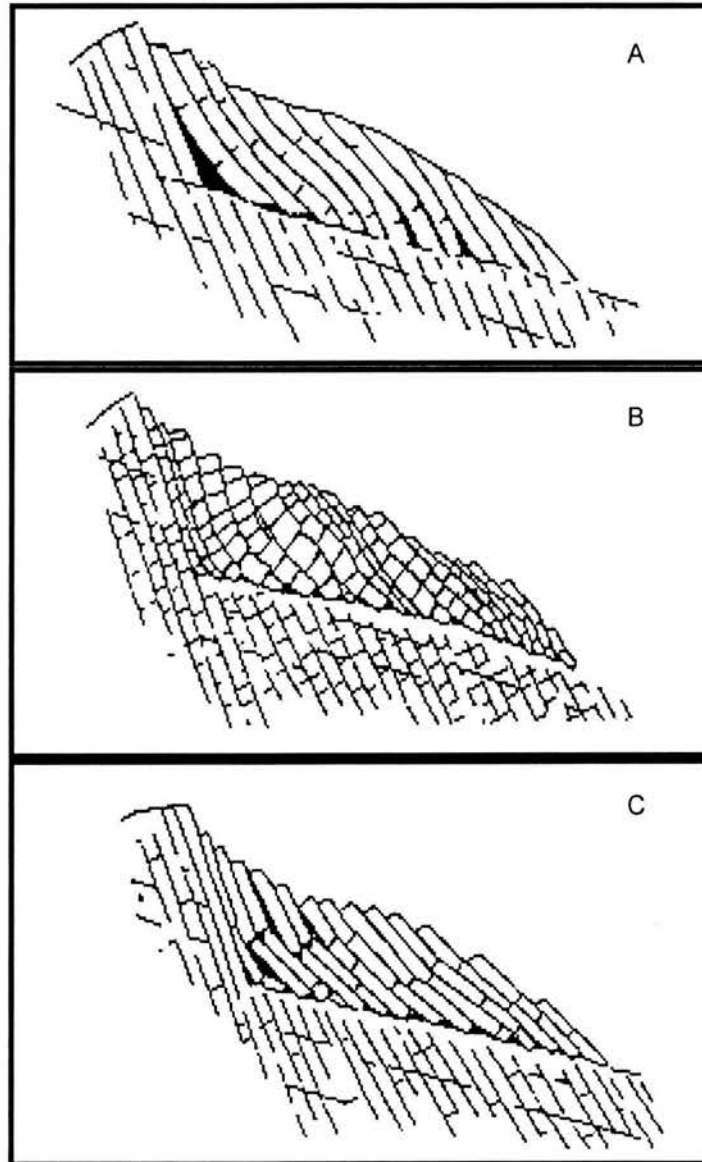


Figura 2.3.3.1. Tipos de falla por hundimiento en rocas

- A) Hundimiento por flexión
- B) Hundimiento por flexión de bloques
- C) Hundimiento de bloques

El hundimiento de bloques describe un modo de rotación inversa donde bloques de roca dura se mueven de su contacto original de cara a cara, a un contacto de borde a cara. La anatomía interna consiste en bloques independientes que sufren rotación inversa y grandes aperturas tabulares.

La Figura 2.3.3.1. muestra cómo los bloques hundidos cambian de acuerdo al grado de fracturamiento transversal. En los tres casos, las capas están impedidas de deslizarse solamente sobre los planos de estratificación sumamente inclinados; en cambio se deslizan simultáneamente sobre la estratificación y un plano de fracturamiento transversal poco inclinado; esto atribuye a los estratos una acción similar a la mecánica de vigas, las cuales se fracturan y deforman.

En la Figura 2.3.3.2. se muestra un modo similar en el cual un bloque tras otro experimentó hundimiento y se deslizó hacia abajo sin rotar ni cambiar de orientación sobre un estrato subyacente blando. Sin exploración del subsuelo, es posible confundir este talud de bloques de roca con un talud en un macizo rocoso homogéneo de roca estratificada.¹¹

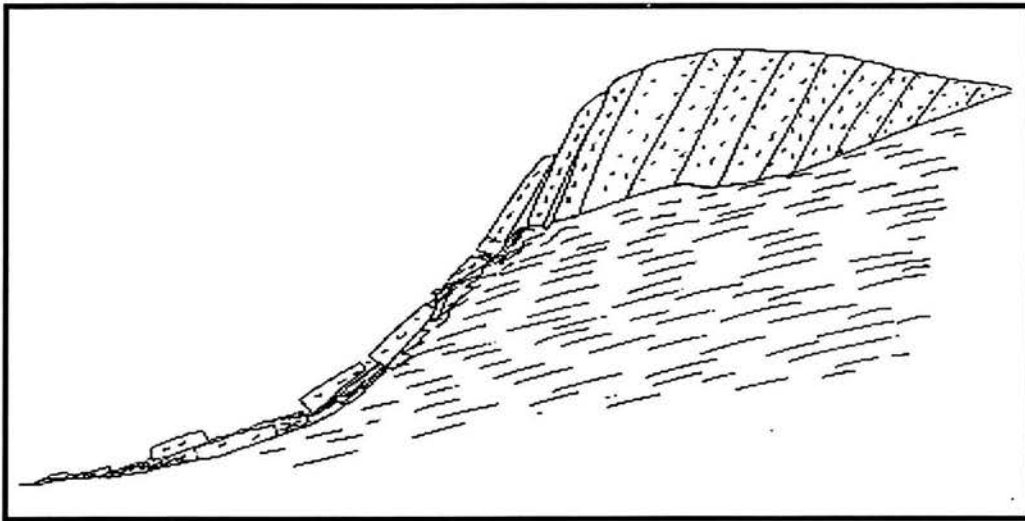


Figura 2.3.3.2. Falla por hundimiento de bloques y deslizamiento en una superficie suave

2.3.4. VOLTEO

El volteo es una forma de falla profunda en taludes, en los cuales los bloques o columnas tienen un buzamiento opuesto a la superficie expuesta, de manera que un estrato tiende a quedar colgado y soportado solamente por la resistencia pasiva de las capas de la base del talud. La Figura 2.3.4. muestra tres clases de roturas por volteo.¹¹

Algunos geólogos no han aceptado este tipo de fallas, argumentando que se trata de un flujo de rocas. Es cierto que un mecanismo de flujo, visto desde la perspectiva de la geología física, incluye una lenta rotación, similar al volteo de estratos muy inclinados, el cual incluye una flexión a poca profundidad. Para el ingeniero, el término flujo implica un movimiento lento y semi-continuo bajo un esfuerzo constante, el cual no lleva necesariamente a la falla. En cambio las

¹¹ GOODMAN, Richard E., Op. Cit

fallas por volteo pueden ser profundas, grandes y rápidas y pueden incluir roca fresca muy por debajo de la zona de verdadero flujo geológico. Como cualquier deslizamiento, el periodo de movimiento rápido es precedido por movimientos que van acelerando lentamente a medida que el peso de la roca se redistribuye hacia los extremos de los bloques al pie del talud.

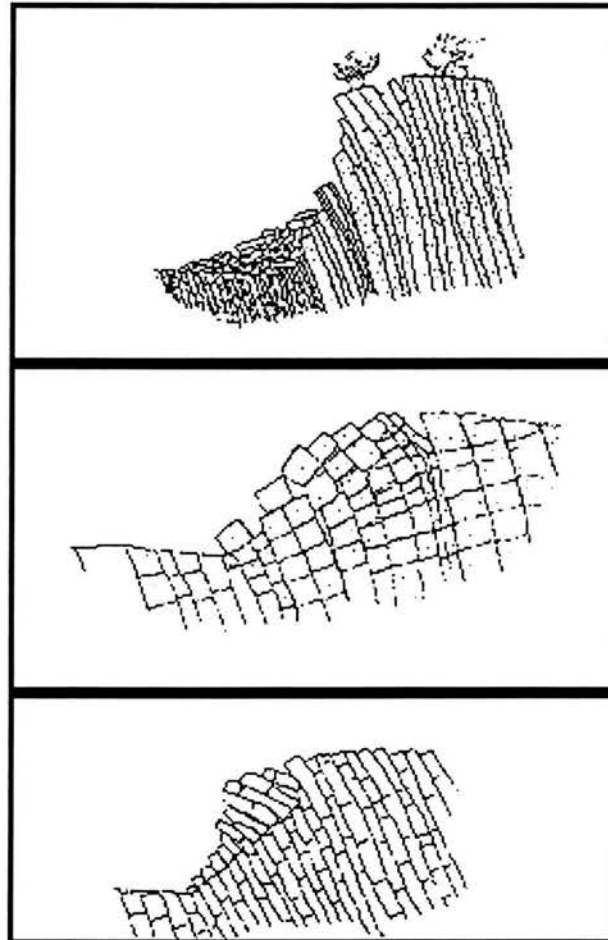


Figura 2.3.4. Tipos de Volteo

- A) Volteo por flexión
- B) Volteo por flexión de bloques
- C) Volteo de bloques

Después de la rotura principal, el macizo rocoso, ahora roto en flexión, continúa su lento movimiento cuesta abajo y en esta condición, con seguridad dañaría tuberías de conducción colocadas erróneamente sobre un macizo rocoso con mecanismo de volteo (un error que aparentemente es muy común).¹²

¹² GOODMAN, Richard E., Op. Cit

Las fallas de hundimiento de bloques y volteo pueden producir frentes escarpados de bloques de roca sueltos. Este material de talud suelto puede convertirse en un grave peligro para construcciones ubicadas cuesta abajo.¹³

2.3.5. COLAPSO DE COLUMNAS

El colapso de columnas, o pandeo describe fallas por compresión de columnas de roca. Como se ilustra en la Figura 2.3.5., este modo es distinto al típico pandeo de una columna homogénea rodeada por completo de espacio abierto. El pandeo de un estrato de roca puede ocurrir solamente en una dirección; es más, el inicio del colapso de una columna de roca se desarrolla a partir de alguna imperfección inicial del estrato, como puede ser una flexión menor o una zona blanda en el material, en algún punto de la región de esfuerzo crítico en su parte baja.¹³

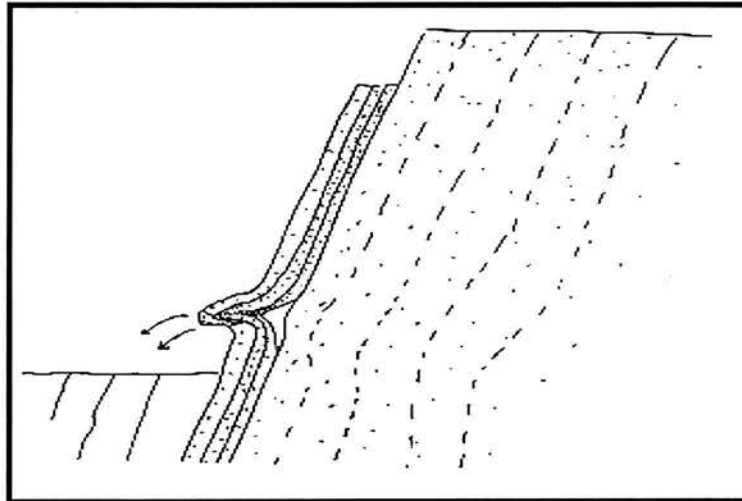


Figura 2.3.5. Falla de columnas por pandeo

2.3.6. HUNDIMIENTO DE BANDAS PLEGADAS

Es probable que algunas fallas atribuidas a pandeo ocurrieran en realidad debido a un hundimiento de bloques, facilitado por un fracturamiento en cruz en la parte inferior de la columna. La Figura 2.3.6.1. muestra una forma de falla intermedia entre los modos de hundimiento de bloques y pandeo, el cual puede ser denominado hundimiento por bandas plegadas.¹³

¹³ GOODMAN, Richard E., Op. Cit

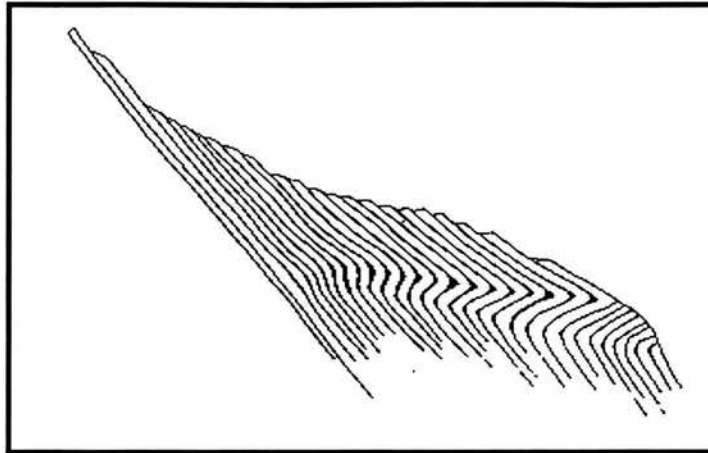


Figura 2.3.6.1 Falla por hundimiento de bandas plegadas

Una serie de fallas secundarias de volteo están ilustradas en las Figuras 2.3.6.2 y 2.3.7.

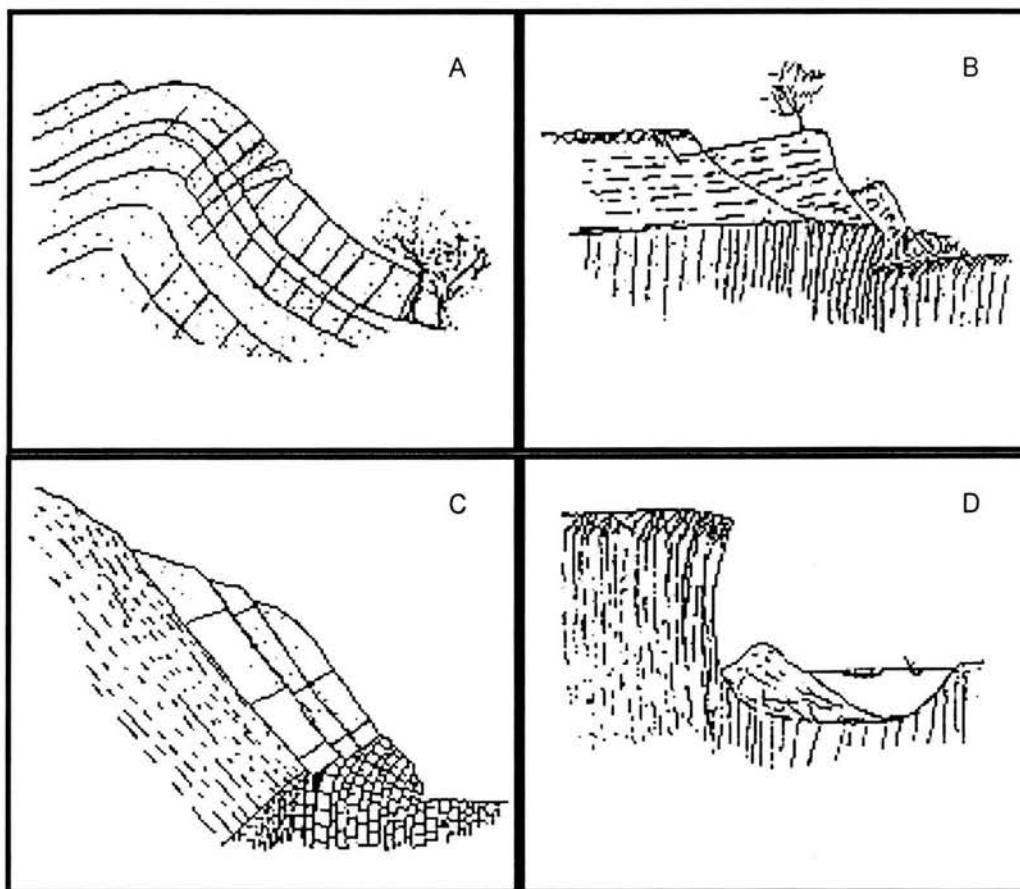


Figura 2.3.6.2. Modos de falla por volteo secundario

- A) Deslizamiento por volteo en la cresta
- B) Deslizamiento por volteo en la base
- C) Deslizamiento por volteo al pie
- D) Volteo por grieta de tensión

2.3.7. DESLIZAMIENTO AL PIE

El deslizamiento por volteo al pie, ocurre cuando las capas que están impedidas de deslizarse (porque no afloran al espacio abierto) ocupan la región pasiva de un deslizamiento en bloque. La Figura 2.3.6.2.C muestra un ejemplo del caso, que ocurre por la existencia de una falla en la base de estratos potencialmente deslizables que no afloran al espacio abierto. En realidad este es un mecanismo activo/pasivo de dos bloques, en el cual la región pasiva se vuelca en vez de deslizarse.¹⁴

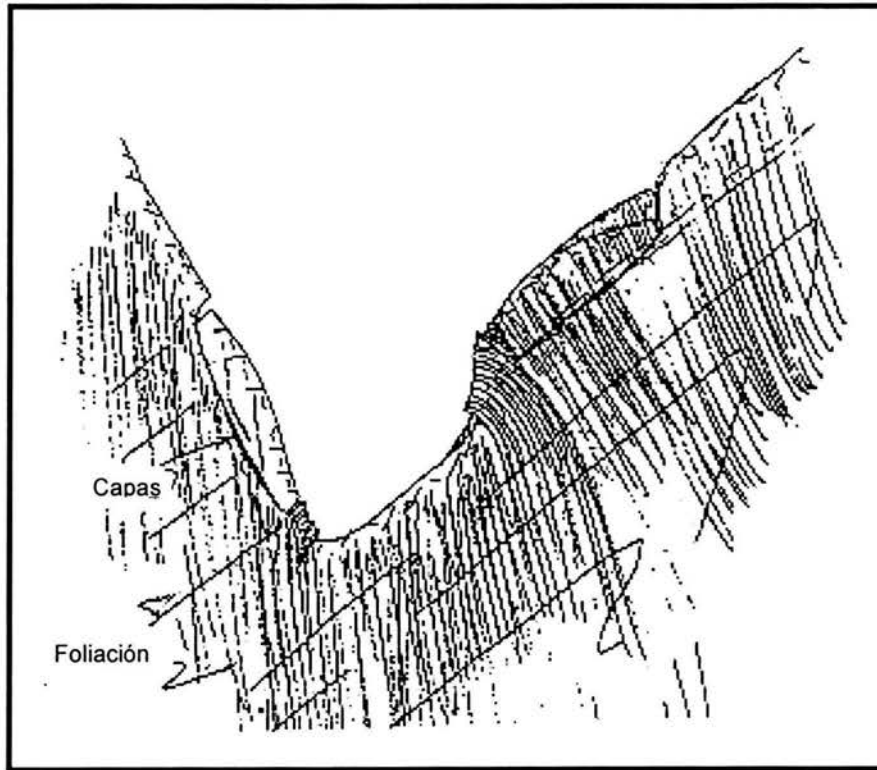


Figura 2.3.7. Dos tipos de deslizamiento por volteo al pie

La Figura 2.3.7. muestra dos casos adicionales de deslizamiento por volteo al pie. El deslizamiento a la izquierda del valle tiene un bloque activo compuesto por filitas intemperizadas moviéndose a lo largo de un plano de debilidad a poca profundidad (como por ejemplo sobre una nueva fractura en capas) y se apoya contra un bloque pasivo con estructuras densas de foliación altamente inclinadas hacia el fondo del valle. Obsérvese que la punta del volteo y forma del bloque pasivo no podrían experimentar volteo bajo su propio peso, ya que las columnas de este bloque, antes de entrar en flexión, no son colgantes. En el deslizamiento del lado derecho de la misma figura, el bloque activo es una unidad metamórfica masiva y el bloque pasivo está formado por

¹⁴ GOODMAN, Richard E., Op. Cit

una filita con discontinuidades frecuentes, inclinada hacia el talud en la forma típica de un volteo por peso propio.¹⁵

2.3.8. DESLIZAMIENTO POR VOLTEO EN LA BASE

En el deslizamiento por volteo en la base, ilustrado en Figura 2.3.6.2.B, la transmisión de esfuerzos horizontales de cortante a lo largo de la base de un deslizamiento incipiente, causa el volteo de los estratos con buzamiento fuerte, que forman el cimientado al pie del deslizamiento, lo cual desencadena la destrucción de los cantiles sobreyacentes. El deslizamiento por ruptura en la base, ilustrado en la Figura 2.3.8., es similar, pero el bloque pasivo falla como un material de roca intacta blanda. En el caso ilustrado, el esfuerzo cortante transmitido bajo el pie del deslizamiento, induce el rompimiento por tensión de la roca de esta formación. El debilitamiento y la destrucción al pie del talud pueden hacer que una masa rocosa que estaba experimentando flujo previamente, sufra un derrumbe completo.¹⁵

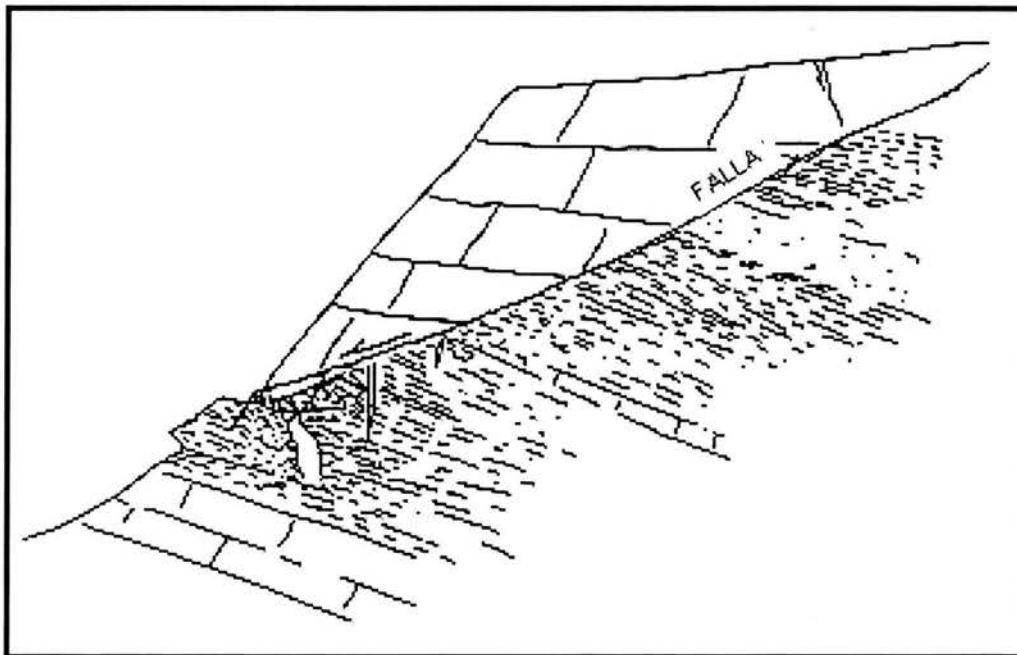


Figura 2.3.8. Deslizamiento por ruptura en la base

2.3.9. TORSIÓN DE BLOQUE

La torsión de bloque es una forma de falla de un solo bloque, en el cual una restricción local al desplazamiento hace que el bloque rote a partir de una bisagra, en el punto donde el deslizamiento es impedido (Figura 2.3.9.). Detenido en su deslizamiento, el bloque se mueve rotacionalmente a lo largo de una superficie de contacto. La rotación del bloque en una arista es similar, con

¹⁵ GOODMAN, Richard E., Op. Cit

un movimiento rotacional del bloque hacia adelante, sin que haya contacto en ningún plano.¹⁶

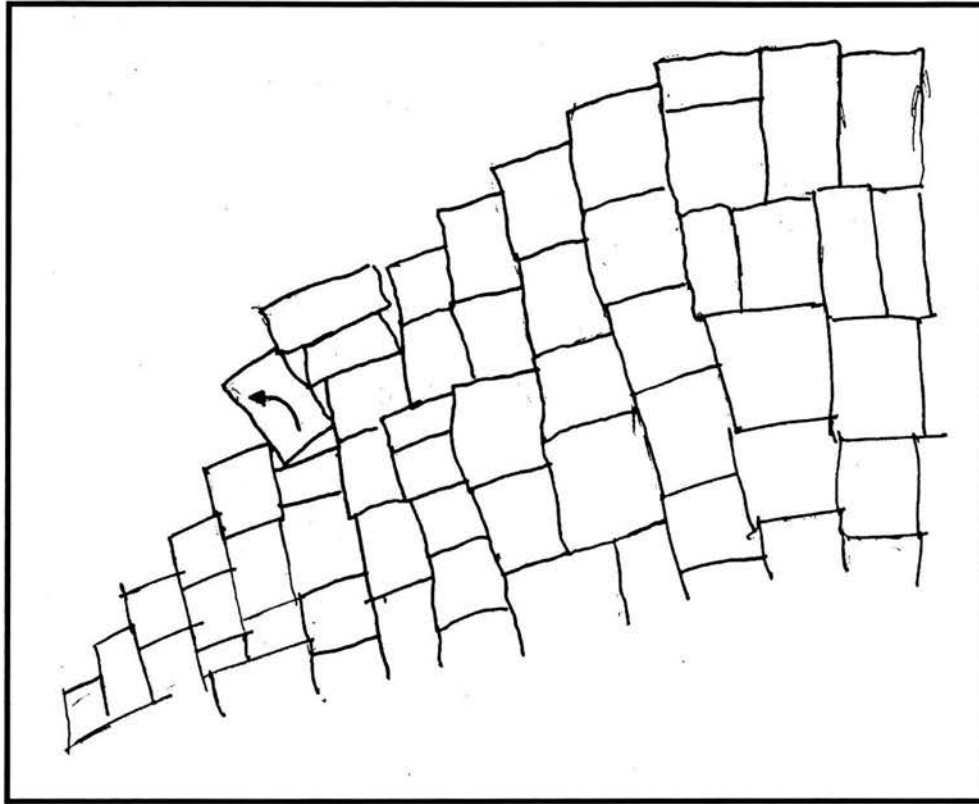


Figura 2.3.9. Falla por torsión de bloque

2.3.10. ESTALLAMIENTO DE ROCA

El estallamiento de roca, se refiere a la ruptura de la roca cerca de la superficie debido a los elevados esfuerzos tangenciales. Este modo difiere de la formación de fracturamiento en capas descrito anteriormente, donde el crecimiento de la fractura y la destrucción de la roca son eventos dinámicos. El estallamiento de roca ocurre típicamente en canteras de granito y en regiones con esfuerzos muy altos, pero también puede ocurrir en canteras de mármoles y cuando se excavan taludes en roca dura, en la base de un cañón angosto y profundo.¹⁷

¹⁶ GOODMAN, Richard E., Op. Cit

¹⁷ ALANIZ, Álvarez Susana, NIETO, Samaniego Ángel. **Notas de Apoyo del Curso de Geología Estructural, Fallas: Teoría y Métodos de Estudio.** Sociedad Geológica Mexicana. Guadalajara, Jalisco, 1997.

2.4. RELACIÓN DEL MODO DE FALLA CON EL TIPO DE ROCA

En la siguiente tabla se muestran los modos de falla que anteriormente se expusieron, relacionándolos con algunos tipos de rocas, esto con el fin de poder realizar un diagnóstico rápido en el campo sobre la posible rotura que presentará el macizo.¹⁸

MODO DE FALLA	ROCAS TÍPICAS
Hundimiento (cortante con rotación inversa)	Arcillas-lutitas blandas o intemperizadas; rellenos de falla; tobas blandas.
Erosión/Tubificación	Suelos residuales limosos, especialmente granito desintegrado, rellenos limosos de falla, areniscas no cementadas, horizontes piroclásticos sin arcilla, no cementados.
Desprendimiento	Brechas y conglomerados pobremente cementados, rocas duras densamente fracturadas.
Deslizamiento sobre "fracturamiento en capas" preexistentes o de nueva formación	"Fracturamiento en capas" preexistentes en granitos y areniscas, fracturas en capas nuevas, en rocas duras intemperizadas sobre taludes muy inclinados, areniscas masivas frágiles y piroclastos.
Roca triturada o desintegrada	Las rocas suaves forman puenteo de roca que impide el movimiento de bloques; las rocas rígidas originan la falla por capacidad de carga de rocas suaves o suelos subyacentes. Tobas pobremente soldadas sobre tobas suaves alteradas.
Deslizamiento de un bloque o múltiples bloques sobre un plano	Rocas duras o suaves con discontinuidades bien definidas, ejemplos: rocas sedimentarias estratificadas, rocas volcánicas de flujo, granito fracturado en bloques, aún si está alterado y rocas metamórficas foliadas.
Deslizamiento de un bloque o múltiples bloques a través de una línea de intersección	Rocas en bloques, con dos sistemas continuos de fracturamiento, como las rocas sedimentarias con fracturamiento ortogonal, rocas falladas, granitos fracturados en bloques y especialmente rocas metamórficas foliadas.
Hundimiento o asentamiento de un bloque o múltiples bloques (rotación inversa sobre una esquina o arista del bloque).	Rocas duras con fracturas persistentes paralelas, buzando hacia el espacio libre, con mayor inclinación que el ángulo del talud y al menos una fractura plana aflora en el corte. Se desarrolla principalmente en pizarras, filitas y esquistos.

¹⁸ GOODMAN, Richard E., Op. Cit

MODO DE FALLA	ROCAS TÍPICAS
Volteo de un bloque o múltiples bloques (rotación hacia delante sobre un borde o arista)	Rocas duras con fracturas paralelas buzando hacia el macizo rocoso, con o sin fracturamiento ortogonal. Se desarrolla mejor en pizarras, filitas, esquistos y en rocas sedimentarias estratificadas con buzamiento fuerte; también en granitos fracturados en bloques.
Colapso de columnas	Rocas sedimentarias débiles, de estratificación delgada con buzamiento paralelo al talud, sin fracturamiento ortogonal. Se presenta típicamente en lutitas/areniscas, lutitas/pedernal, horizontes de carbón y pizarras, filitas o esquistos.
Deslizamiento por volteo al pie	Rocas típicas al volteo, al pie de un derrumbe o deslizamiento en bloque, particularmente cuando el pie del deslizamiento es una falla.
Deslizamiento por volteo en la base	Rocas representativas del volteo que subyacen a un deslizamiento o deslizamiento de bloque, particularmente donde la base del deslizamiento es una superficie de falla.
Deslizamiento por ruptura en la base	Rocas débiles que se pueden romper bajo un esfuerzo cortante paralelo a la superficie del deslizamiento, donde la superficie aflora en una ladera pronunciada o tajo.
Torsión o rotación de bloques	Macizo rocoso en bloques donde el deslizamiento sobre una superficie potencial es impedido por la rugosidad y el puenteo de las fracturas, formando una "bisagra".
Rotación de bloques a través de una esquina	Macizo rocoso en bloques que puede deslizar a lo largo de una línea de intersección, pero son impedidos de hacerlo por la rugosidad y puenteo de las fracturas en donde la esquina aflora.
Estallido de rocas	Movimientos dinámicos violentos y nuevas fracturas debido a esfuerzos <i>in situ</i> ; se presenta ocasionalmente en canteras de rocas metamórficas y graníticas sin uso de explosivos.

2.5. EVALUACIÓN DE ROTURAS POTENCIALES

Debido a que una excavación no debe poner en riesgo la seguridad de instalaciones adyacentes durante un cierto periodo, el ingeniero tiene que estar capacitado para interpretar señales indicadoras de un problema inminente. Algunas de estas señales dependen de la forma de falla que puede experimentar el material del talud. Afortunadamente, la gran mayoría de los problemas con la estabilidad de taludes se manifiesta durante el periodo de construcción y permiten su rectificación con medidas apropiadas, en especial si el modo de falla

es identificado correctamente. Sin embargo, después de cierto tiempo se desarrollan otros movimientos que pueden llevar lentamente a la falla del talud.

En una masa rocosa expuesta, ciertas características observables alertan sobre la inminencia de riesgo, mientras que otras son evidencias de un peligro ya existente. La Figura 2.5. muestra algunas de estas características. Dondequiera que se pueda ver una superficie expuesta a lo largo de una falla, de un plano de estratificación, de una diaclasa o de cualquier otra discontinuidad como en (a) de la Figura 2.5.A, permiten asumir que lo que una vez cubrió esta superficie ya fue removido. Esta simple observación identifica el rasgo estructural principal como una superficie comprobada de deslizamiento o desprendimiento. Los bloques removidos de esta superficie, probablemente fueron debidos a la erosión, de un deslizamiento o por rotación y los agentes que causaron este movimiento pueden haber desaparecido; sin embargo, el detalle siempre amerita una inspección. De la misma forma, las discontinuidades escalonadas como en (b) de la Figura 2.5.B, sugieren que las columnas que sobreyacían, pudieron fallar por volteo en el pasado, posiblemente durante la etapa de construcción, por lo tanto, se identifica una tendencia al volteo si las condiciones geométricas se llegan a repetir.

Es posible identificar varios tipos de grietas de tensión en taludes. El movimiento de un bloque a lo largo de una superficie de corte nueva o preexistente, como en la Figura 2.5.C, puede abrir una o más grietas lineales o arqueadas como en (c). En granito con fracturamiento en capas o en formaciones de areniscas masivas, donde los llamados "arcos" se forman a medida que las capas descienden, nuevas grietas por tensión en arco preceden el rompimiento de una laja, como en (d) de la Figura 2.5.D. En ambos casos, la formación de las grietas por tensión implica que la fuerza resistente, previamente sostenida por esfuerzos de tensión, se ha perdido y ha sido reemplazada por una mayor resistencia al corte en las superficies de deslizamiento. En modelos de fricción es posible observar el deslizamiento y las deformaciones internas adicionales, que ocurren simultáneamente junto con la formación de grietas por tensión.¹⁹

En masas rocosas que presentan mecanismo de volteo, las velocidades de volteo distintas entre dos capas adyacentes abren grietas en V amplias y profundas, como en (f) de la Figura 2.5.E. De la misma manera, el movimiento incipiente de un bloque deslizante limitado por discontinuidades, abrirá estas estructuras que se convertirán en superficies de desprendimiento, como en (k) de la Figura 2.5.H; en este caso, la abertura de las discontinuidades reemplaza a la formación de nuevas grietas de tensión, que ocurren en los deslizamientos sin fracturas, pero los resultados difieren debido a que la abertura de estructuras no causa un incremento automático en los esfuerzos cortantes en la superficie de

¹⁹ GOODMAN, Richard E., Op. Cit

deslizamiento, debido a que las fracturas de desprendimiento nunca soportaron esfuerzos de tensión.²⁰

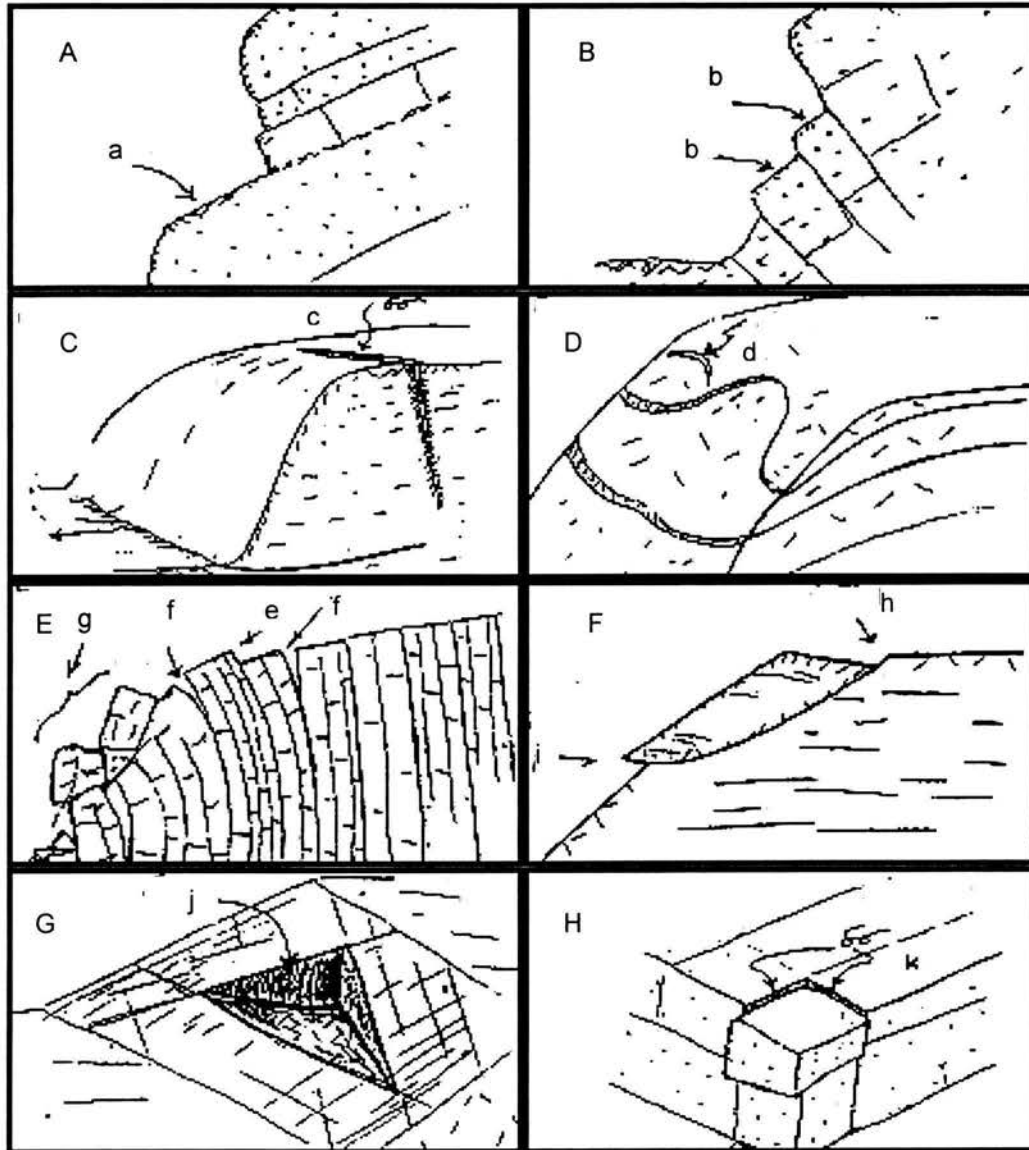


Figura 2.5. Rasgos típicos relacionados al comportamiento de taludes en roca

Los diferentes tipos de fallas de taludes en suelo o en rocas dejan huellas características. Por ejemplo, una falla por volteo, como en la Figura 2.5.E, produce no solamente las aberturas profundas entre capas (f) como fue previamente indicado, sino que también expone hacia la parte superior del talud la cresta de las capas de deslizamiento (e); las fallas por volteo también producen una zona de roca quebrada al pie del talud, así como en los taludes detríticos, como se muestra en (g). Los deslizamientos clásicos por hundimiento,

²⁰ GOODMAN, Richard E., Op. Cit

con rotación inversa producen notables escarpes en la cresta como en (h) y una zona de corrimiento o sobrecorrimiento en el pie del talud, como en (i) de la Figura 2.5.F. Los movimientos de bloques individuales, delimitados por discontinuidades, dejan en los taludes en roca expresiones de cavidades de estos bloques, como en (j) de la Figura 2.5.G, las cuales han sido denominadas moldes. Estos últimos identifican combinaciones de superficies de discontinuidad que se intersecan en un punto en el espacio dentro de la masa rocosa y delimitan un bloque "removible". Si estos bloques se desplazaron bajo la acción de las mismas fuerzas naturales que aún actúan en el talud, los "moldes" identifican los "bloques clave"; debido a que existen varios sistemas de discontinuidades que pueden intersecarse y formar bloques importantes. La identificación de las posibles fallas es una parte relevante de la información geotécnica.

Si un talud de roca es grande y contiene una variedad de estructuras y tipos de roca, no debe esperarse que una sola forma de falla cubra todos los sectores. Por el contrario, en una masa rocosa en deslizamiento sería razonable encontrar más de uno de los mecanismos de falla simple, actuando simultáneamente; una parte puede estar deslizándose, otra volcándose, otra experimentando erosión e incluso otra sufriendo fracturamiento y destrucción de lo que previamente era una masa de roca continua. Algunos de los principios que gobiernan este comportamiento complejo son los siguientes.²¹

1. Los bloques aislados se forman por la intersección de discontinuidades pre-existentes y la superficie de la excavación.
2. Los bloques orientados desfavorablemente se mueven primero, dejando en su lugar un nuevo espacio hacia el cual los bloques adyacentes pueden moverse; los primeros fueron denominados "bloques clave".
3. El deslizamiento a lo largo de una cara o de un borde de bloque de roca que esté orientado desfavorablemente, ocurrirá si se cumplen las condiciones cinemáticas. La condición más importante es que el bloque sea "removible" en el espacio excavado, implicando que la dirección de movimiento incipiente aflora o tiene salida hacia la excavación.
4. Si se impide el movimiento por deslizamiento, se favorece al mismo tiempo el movimiento por rotación. Por lo tanto, cuando estas posibilidades son impedidas, debido a que las discontinuidades no afloran hacia la excavación, pueden ocurrir mecanismos por volteo, pandeo, hundimiento de bloque y falla por torsión.

²¹ GOODMAN, Richard E., Op. Cit

5. Los bloques incompletos que no están totalmente cortados por el sistema de discontinuidades (implicando que no están completamente "aislados"), podrían fallar cuando la formación de nuevas fracturas en la roca los termine de aislar.

2.6. CÁLCULO DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN DISCONTINUIDADES

La determinación de la resistencia al corte en el sentido de las fracturas se resuelve mediante el estudio de las propiedades mecánicas de los materiales que rellenan las grietas en el caso en que el mismo relleno no permite que entren en contacto las caras de la discontinuidad. Esta investigación resulta no ser fácil de realizar por la composición errática que presentan dichos rellenos; en algunos casos puede tratarse de fragmentos triturados de la misma roca, y en otros, arcillas plásticas y de baja resistencia. El espesor del relleno puede ser muy variable e incluso puede presentar superficies complejas. En estos casos la resistencia al corte puede evaluarse con ensayos propios de la mecánica de suelos, como la realización de pruebas triaxiales o de corte directo en probetas labradas, de las pruebas triaxiales se podrá obtener la envolvente de falla y los parámetros de resistencia del suelo (cohesión y ángulo de fricción interna).²²

Para obtener la resistencia al corte en el sitio se utiliza el ensaye que consiste en medir la resistencia al corte de un plano de discontinuidad. La prueba puede ser llevada a cabo en galerías o en la superficie, tallándose bloques de roca cuyas dimensiones pueden variar entre 0.4 x 0.4 m y 1 x 1 m. La base del bloque debe de ser el plano de discontinuidad del cual se requiere obtener su resistencia. El estudio se realiza en dos fases, en la primera se aplica una carga normal a la discontinuidad sobre el bloque tallado, controlándose los desplazamientos producidos; esta carga deberá de permanecer constante. En la segunda fase se va aplicando carga tangencial hasta alcanzar la rotura del bloque a favor del plano ya mencionado, midiendo la magnitud de la carga y los desplazamientos tangenciales y normales. La carga normal se aplica sobre la muestra mediante un gato y se reparte intercalando una capa de arena; el esfuerzo tangencial se obtiene mediante un gato inclinado, como se muestra en la Figura 1.6.3., cuya inclinación puede variar de acuerdo con las características de la roca y las condiciones geométricas de la discontinuidad. Generalmente, el ensaye se realiza en galerías, contra cuyas paredes y techo se apoyan los gatos; si se lleva a cabo en la superficie, se recurre a vigas metálicas para poder apoyar el gato.²³

Los ensayos de corte directo en laboratorio son menos recomendables pues debe considerarse que se realizarían a muestras de menor tamaño pudiendo afectar esto en los resultados. Por otro lado, el labrado y transporte de

²² MARSAL, Raúl J., RESENDIZ, Daniel N. Op. Cit.

²³ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op. Cit.

las muestras causa la alteración de las mismas y los parámetros de resistencia obtenidos pueden diferir, en algunos casos de manera considerable, de la resistencia al corte real en la superficie de falla.²⁴

El número de muestras a ensayar en cada caso es de tres o cuatro, aplicando en cada ejemplar una presión normal distinta y una tangencial creciente hasta la rotura y el resultado se presenta en un gráfico esfuerzo tangencial-esfuerzo normal en el que cada muestra ensayada representa un punto, y uniendo los tres o cuatro puntos obtenidos se dibuja la recta que define la cohesión y el ángulo de fricción interna de la discontinuidad ensayada.

En términos generales, la resistencia al esfuerzo cortante en discontinuidades está en función del ángulo de fricción máximo (pico) o mínimo (residual), o algún valor intermedio del mismo, el cual dependerá del grado de desplazamiento previo que haya ocurrido en la discontinuidad más una contribución debida a las ondulaciones de gran escala que puedan existir.²³

Para el diseño de un talud se tendrá que predecir la condición más desfavorable de resistencia, la cual estará dada por la resistencia residual.

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

donde: τ = resistencia al corte (pico o residual)
 ϕ = ángulo de fricción (pico o residual)
 σ'_n = esfuerzo normal efectivo
 i = pendiente promedio de las ondulaciones existentes

En el caso en que la discontinuidad no presente ningún tipo de relleno, la resistencia al corte podrá ser evaluada como:

$$\tau / \sigma'_n = \tan \phi_p = \tan [JRC \log_{10} (JCS / \sigma'_n + \phi_r)]$$

donde: τ resistencia al esfuerzo cortante
 σ'_n esfuerzo normal efectivo
 JRC coeficiente de rugosidad de la fisura
 JCS resistencia a la compresión simple del material que constituye las paredes de la fractura.
 ϕ_p ángulo de fricción máximo entre las paredes de la fractura
 ϕ_r ángulo de fricción residual

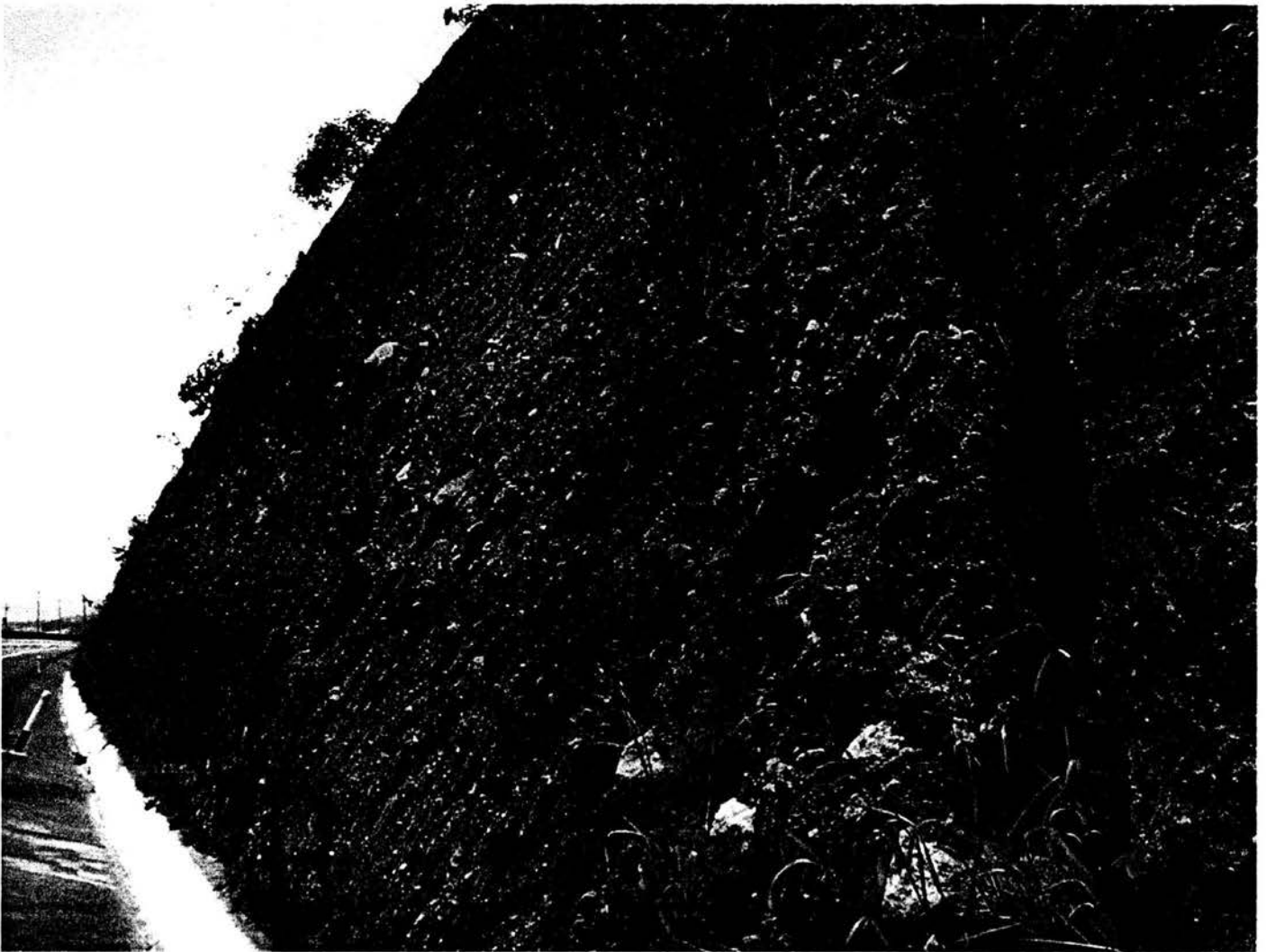
²⁴ RABAGO, Armando M, et al. **Curso Mariano Ruiz Vázquez "Estabilidad de Taludes"**. Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas. México, 1997.

El valor de JRC puede ir de 0 a 20 dependiendo del tipo de rugosidad, siendo el mínimo valor correspondiente a irregularidades en planos de estratificación y el máximo a irregularidades en fracturas de tensión.²⁵

²⁵ RABAGO, Armando M, et al. Op. Cit.

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD



INTRODUCCIÓN

Para realizar el análisis de estabilidad de un talud rocoso se toma en cuenta que la hipótesis de continuidad del medio es aceptable, desde luego, una masa rocosa no es un medio continuo, pues está surcada por fracturas y fallas. Sin embargo, suponiendo que el espaciamiento entre las discontinuidades sea lo suficientemente reducido para permitir la realización de pruebas en el sitio sobre volúmenes representativos de roca, se puede aplicar dicha teoría. Hablando de taludes rocosos, también es discutible la consideración de un medio elástico, aunque en masas rocosas profundas este comportamiento es cercano a la realidad.¹

El análisis de estabilidad de un talud puede determinar:

- a) Las condiciones bajo las cuales comenzará el movimiento, y
- b) La cantidad de deformación que ocurre bajo condiciones dadas.

El último análisis utiliza soluciones de elementos finitos que normalmente requieren un mayor conocimiento de la geología del talud y del comportamiento no lineal del esfuerzo-deformación de los materiales que lo componen, es por esto que un análisis de rutina sobre la estabilidad de un talud se concentra para definir las condiciones bajo las cuales ocurrirá la ruptura.

Es posible predecir el comienzo del deslizamiento utilizando un análisis de equilibrio límite, donde un mecanismo de falla ocurrirá alrededor de superficies específicas. La resistencia requerida sobre estas superficies debe ser la adecuada para que ocurra la ruptura, por lo que se calcula y compara la resistencia disponible que ha sido valorada de acuerdo con las pruebas de campo o de laboratorio, o aún mejor, el análisis de las rupturas que se han dado con anterioridad en materiales similares. Esta comparación definirá el *factor de seguridad*, por medio del cual la resistencia puede ser reducida con el fin de que el talud logre llegar al equilibrio limitativo. Cabe mencionar que cuando se presenta la falla de un talud, el factor de seguridad corresponde al valor de 1.0.²

El análisis de estabilidad puede ser aplicado tanto en el diseño de taludes como cuando éstos presentan problemas de inestabilidad. Se debe elegir un coeficiente de seguridad adecuado, dependiendo de la finalidad de la excavación y del carácter temporal o definitivo del talud, combinando los aspectos de seguridad, costos de la ejecución, consecuencias o riesgos que podrían causar la falla, etc. Se recomienda que para taludes permanentes, el coeficiente de seguridad a adoptar debe ser igual o superior a 1.5, e incluso 2.0, dependiendo de la seguridad exigida y de la confianza que se tenga en los datos

¹ MARSAL, Raúl J., RESENDIZ, Daniel N. **Presas de Tierra y Enrocamiento**. Edt. Limusa. México. 1ª Edición, 1979.

² BLYTH, F. G., DE FREITAS, M. H. **Geología para Ingenieros**. Edt. CECSA. México. 2ª Reimpresión, 1995.

geotécnicos que intervienen en los cálculos; para taludes temporales el factor de seguridad está alrededor de 1.3, pero en algunas ocasiones se pueden adoptar valores inferiores.

Los análisis permiten definir la geometría de la excavación o las fuerzas externas que deben ser aplicadas para lograr el factor de seguridad requerido. En el caso de taludes inestables, los análisis permiten diseñar las medidas de corrección o la estabilización adecuada para evitar nuevos movimientos.

Los análisis *a posteriori* de taludes se realizan una vez que la rotura se ha producido, y, por tanto, se conoce perfectamente el mecanismo, modelo y geometría de la inestabilidad. Resulta ser un análisis muy útil para la caracterización geomecánica de los materiales involucrados, para el estudio de los factores influyentes en la rotura y para conocer el comportamiento mecánico de los materiales del talud; los resultados obtenidos pueden ser extrapolados a otros taludes de similares características. Dichos análisis consisten en determinar, a partir de los datos obtenidos en el campo (geometría, tipos de materiales, modelo de rotura, presiones hidrostáticas, etc.), los parámetros resistentes del terreno, generalmente los valores c y ϕ , que cumplen la condición de equilibrio estricto del talud ($FS = 1.0$) a lo largo de la superficie de rotura, para las condiciones reales en que ésta tuvo lugar.

Los métodos de análisis de estabilidad se basan en un planteamiento físico-matemático en el que intervienen las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras que actúan sobre el talud y que determinan su comportamiento y condiciones de estabilidad. En general se pueden agrupar en:

Métodos determinísticos: ya conocidas o supuestas las condiciones en que se encuentra un talud, estos métodos indican si es o no estable. Consisten en seleccionar los valores adecuados de los parámetros físicos y resistentes que controlan el comportamiento del material para, a partir de ellos y de las leyes de comportamiento adecuadas, definir el estado de estabilidad o el factor de seguridad del talud.

Métodos probabilísticos: consideran la probabilidad de rotura de un talud bajo ciertas condiciones dadas. Para esto, es necesario conocer las funciones de distribución de los diferentes valores considerados como variables aleatorias en los análisis (esto supone una gran dificultad, ya que existe una gran cantidad de datos necesarios, dada la incertidumbre en cuanto a las propiedades de los materiales), realizándose a partir de ellas los cálculos del factor de seguridad mediante procesos iterativos. Se obtienen las funciones de densidad y distribución de probabilidad del factor de seguridad asociado a una determinada probabilidad de ocurrencia.³

³ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. *Ingeniería Geológica*. Edt. Prentice Hall. España, 2002.

La elección del método de análisis más adecuado en cada caso dependerá de:

- Las características geológicas y geométricas de los materiales.
- Los datos disponibles del talud y su entorno (geométricos, geológicos, geomecánicos, hidro-geológicos, etc.).
- Alcance y objetivos del estudio, grado de detalle y resultados que se espera obtener.

Estos factores son, a su vez, interdependientes entre sí, por lo que no será posible efectuar un análisis detallado si no se dispone de los datos necesarios y suficientes, al igual que un caso de estabilidad complejo no podrá ser abordado con un método simple por el hecho de disponer de pocos datos de campo o laboratorio. Asimismo, hay que tener en cuenta que, tanto los datos de campo como los de laboratorio, deberían ser obtenidos en función del método de análisis de estabilidad que se vaya a emplear y del tratamiento que se les vaya a dar. Tras conocer los parámetros necesarios e influyentes en la estabilidad de un talud, habrá de elegirse un modelo o método que represente las condiciones particulares de cada caso. Es importante mencionar que dada la dificultad de los métodos probabilísticos no es frecuente su aplicación.⁴

3.1. FUERZAS ACTUANTES

Los esfuerzos dentro de un talud se generan por su propio peso, presencia y movimiento del agua subterránea y la historia geológica de la roca de la que está compuesto el talud; ocasionalmente, el talud puede quedar bajo el efecto de los esfuerzos por las aceleraciones producidas por sismos.

Los esfuerzos producidos por la historia geológica de una roca están incorporados en los mismos materiales en donde permanecen los estímulos que los han generado y que ya han sido eliminados, por esto se les llama *esfuerzos residuales*, los cuales disminuyen su magnitud con el tiempo, y muchos de aquellos que se encuentran en los taludes son reliquias de esfuerzos que han sido incompletamente liberados por la descarga cuando los taludes fueron formados. La deformación que acompaña a la relación de tales esfuerzos aumenta las deformaciones inducidas por el mismo peso del talud, y con ellas resulta un movimiento hacia arriba y delante de la base de la pendiente.⁵

La medición de los esfuerzos totales y la presión de fluidos se deberá llevar a cabo en el sitio, pudiendo medir los primeros insertando en el terreno un "medidor de esfuerzo" de aproximadamente 30 mm de diámetro que se sitúa en la base de un pozo y que mide las deformaciones que ocurren dentro de él, el esfuerzo requerido para causar dichas deformaciones puede ser calculado, pero

⁴ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op. Cit.

⁵ BLYTH, F. G., DE FREITAS, M. H. Op. Cit.

los valores para el módulo elástico *in situ* pueden ser conocidos o supuestos para que el cálculo se complemente.

Un método alternativo que no requiere el conocimiento previo de los parámetros elásticos es el que utiliza el gato plano ya mencionado en el primer capítulo de esta tesis.

Un tercer método consiste en inyectar fluidos a un pozo, aumentando gradualmente su presión hasta que los muros se agrietan; esta presión sería la medida del esfuerzo actuante.⁶

Asimismo, se utilizarán piezómetros para obtener el esfuerzo producido por el fluido, este tema será abordado con mayor detalle en el siguiente capítulo.

Otro aspecto que debe ser tomado en cuenta son las tensiones naturales que se producen en un talud rocoso, las cuales pueden jugar un papel muy importante para su estabilidad. La liberación de tensiones que se genera al realizar la excavación puede originar tal descompresión que el material se transforma y fragmenta por las zonas más débiles y pasa a comportarse como un suelo.

El estado tensional de un talud depende de su configuración geométrica y del estado de tensiones del macizo rocoso previo a la excavación. En excavaciones profundas, las elevadas tensiones que se generan en zonas singulares como el pie del talud pueden dar lugar a condiciones de desequilibrio, llegando incluso a producirse deformaciones plásticas.

Si un macizo rocoso está sometido a tensiones de tipo tectónico, al realizarse una excavación tiene lugar la liberación y redistribución de las mismas; esta modificación del estado tensional previo contribuye a la pérdida de resistencia del material. El efecto de relajación que produce la excavación puede dar lugar a desplazamientos en el macizo rocoso, al tender a un nuevo estado de equilibrio, generándose grietas o apertura de los planos de discontinuidad que juegan un papel importante en las fases iniciales de los procesos de inestabilidad. Este reajuste es también función del tipo, estructura y resistencia del macizo, y disminuye con el tiempo.

El estado tenso-deformacional de un macizo rocoso debe ser considerado en los análisis de estabilidad si puede afectar a su comportamiento y propiedades resistentes, sobre todo en excavaciones profundas (mayores a 50 m).⁷

Las sobrecargas estáticas y las cargas dinámicas que se ejercen sobre los taludes modifican la distribución de las fuerzas y pueden generar condiciones

⁶ BLYTH, F. G., DE FREITAS, M. H. Op. Cit.

⁷ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op. Cit

de inestabilidad. Entre las primeras están el peso de estructuras o edificios, u otro tipo de cargas como rellenos, paso de vehículos pesados, etc. que, cuando se ejercen sobre la parte más alta de los taludes, aportan una carga adicional que puede contribuir al aumento de las fuerzas desestabilizadoras.

Las cargas dinámicas se deben, principalmente, a los movimientos sísmicos, naturales o inducidos, y a las vibraciones producidas por voladuras cercanas al talud. El principal efecto en los macizos rocosos fracturados es la apertura de las discontinuidades preexistentes, con la consiguiente reducción de su resistencia al corte, y la individualización y caída de bloques rocosos. En casos de fuertes movimientos sísmicos, las fuerzas aplicadas de forma instantánea pueden producir la rotura general del talud si existen condiciones previas favorables a la inestabilidad. En los análisis de estabilidad de taludes en zonas sísmicas o sometidos a otro tipo de fuerzas dinámicas, deben incluirse estas fuerzas. De una forma aproximada, en los cálculos se puede considerar la acción dinámica como una fuerza pseudoestática, dada en función de la aceleración máxima horizontal debida al sismo.⁸

En la Figura 3.1. se muestran las cargas a considerar para el análisis de un talud en roca.

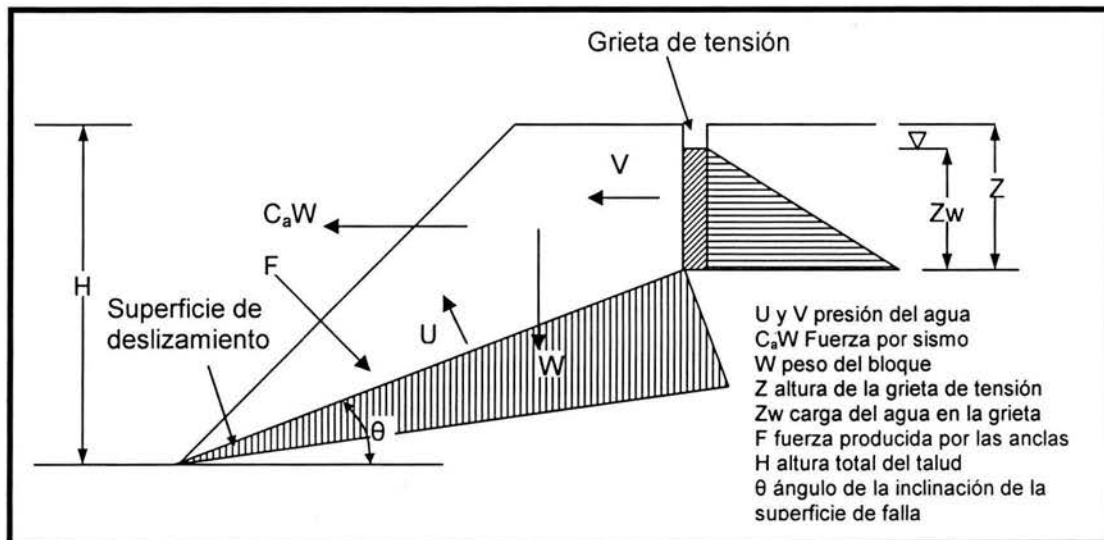


Fig. 3.1. Cargas actuantes en el talud

PESO DEL BLOQUE, W .

Para su cálculo se requieren conocer las fronteras que lo definen: superficie exterior, superficie de falla, grieta de tensión o fisura preexistente, así, su valor será igual al producto del volumen de la roca multiplicado por el peso volumétrico de la misma. Esta fuerza es vertical y pasa por el centro de

⁸ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op. Cit.

gravedad del bloque inestable y se fracciona en dos componentes, una de ellas, paralela al plano de falla (componente tangencial), desfavorable para la estabilidad y la otra, normal al plano de falla (componente normal), considerada una fuerza resistente.

El volumen de la masa de roca se obtiene al definir la geometría de la masa rocosa potencialmente inestable y el peso volumétrico de las rocas se evalúa en el laboratorio a partir de núcleos recuperados de los barrenos de exploración.⁹

Es importante, también, la consideración de la resistencia al esfuerzo cortante en la superficie de falla, que se obtendrá a partir de los ensayos de corte directo en campo y/o laboratorio que se explican en el Capítulo 1 de esta tesis.

Las grietas de tensión normalmente se abren en la parte superior del talud como consecuencia de esfuerzos de tensión generados en esa zona por efecto de la excavación y no representan por sí mismas una falla. La familia de fisuras que atraviesan un macizo rocoso pueden delimitar bloques inestables que hay que analizar; si existen, las fallas también deben tomarse en cuenta.¹⁰

PRESIÓN DE AGUA, U y V.

Para su cálculo es necesario conocer el régimen de flujo de agua existente en el macizo en cuestión. Una forma, conservadora y cómoda, de tomar en cuenta lo anterior es suponer que existe un tirante de agua, Z_w , en la grieta de tensión. La presión a lo largo de la superficie de deslizamiento disminuye linealmente, como se muestra en la Figura 3.1., cabe mencionar que esto solo es un caso particular, ya que en la mayoría de los casos tal distribución no es lineal. Para su correcta determinación se deberán utilizar piezómetros.¹⁰

FUERZA POR SISMO, $C_a W$.

En este caso se supone que es posible definir un coeficiente sísmico, C_a , que corresponde a la proporción de la aceleración inducida por el sismo con respecto a la gravedad. Dicho coeficiente genera una fuerza, $C_a W$, cuya dirección se asocia normalmente a la horizontal. Debe tomarse en cuenta que esta fuerza solo actúa por periodos de tiempo muy cortos y que cambia de signo o sentido con una frecuencia que corresponde a la del sismo. Es importante aclarar que un factor de seguridad menor de la unidad, obtenido al tomar en cuenta $C_a W$, no implica la falla del talud si el desplazamiento del bloque es aceptable y si la resistencia en la superficie de deslizamiento no ha disminuido.¹⁰

⁹ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op. Cit.

¹⁰ **Manual de Diseño de Obras Civiles.** Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas. México, 1981.

VIBRACIONES.

A lo largo del tiempo se ha demostrado que un parámetro relevante, en el daño de taludes rocosos, es la velocidad máxima de la partícula, v , que puede relacionarse con la distancia, R , a la que detona una carga de explosivos, W , por cada retardo, en la siguiente forma:

$$v = \alpha \left(\frac{R}{\sqrt{W_e}} \right)^\beta$$

Los valores de α y β tienen variaciones fuertes y dependen tanto del tipo de roca como de la forma en que se detonan los explosivos.

Para limitar la velocidad de la partícula se debe tomar en cuenta la siguiente tabla:

Velocidad de la partícula en cm/seg	Daño
5.1	Límite abajo del cual el riesgo de daño en estructuras, aún antiguas, es muy pequeño.
12.7	Daño leve, rotura de acabados, detectado por las personas.
30.5	Caídos de roca en túneles sin revestimiento.
63.5	Se inicia el agrietamiento de la roca.
254	Rotura de la roca.

En el caso de taludes rocosos es importante limitar la velocidad de la partícula a un valor menor de 5 cm/seg.¹¹

En la figura 3.1. también se muestra una fuerza, F , debida a las anclas en el caso en que el talud no sea estable, este tema se analizará en el Capítulo 5.

3.2. HIPÓTESIS GEOMÉTRICAS Y MECÁNICAS

El caso de la falla del tipo de deslizamiento presenta el análisis más simple y permite visualizar con claridad la influencia que tiene cada una de las fuerzas actuantes en el valor del factor de seguridad.

¹¹ Manual de Diseño de Obras Civiles. Op. Cit.

Para que el deslizamiento ocurra se deben de satisfacer las siguientes condiciones:

1. El plano de deslizamiento debe tener un rumbo paralelo o casi paralelo (dentro de un intervalo de aproximadamente 20°) al de la cara del talud.
2. El plano de falla puede tener un echado menor al de la cara del talud.
3. El echado del plano de falla debe ser a su vez mayor que el ángulo de fricción de este plano.
4. Las fronteras que limitan lateralmente al bloque deslizante no presentan resistencia al deslizamiento. La falla puede ocurrir también en la superficie de falla que pase por un codo o arista de un talud y en este caso estas fronteras no existen.
5. En el análisis se considera que el bloque deslizante es de ancho unitario y que tiene una grieta de tensión en la superficie. Esta superficie se ha supuesto que es horizontal.
Las grietas se presentan en la realidad por efecto del relajamiento de esfuerzos producidos al excavar el material que confinaba al talud analizado, no es fácil predecir dónde aparecerán, por lo que conviene que los análisis de estabilidad se efectúen suponiendo que su posición corresponde a la más crítica, es decir, la que origine un factor de seguridad mínimo.
La determinación de esta posición se hace por tanteos. Esta discontinuidad debe ser paralela a la cara del talud vertical, y llena de agua hasta una profundidad Z_w .
6. La distribución de presiones hidrostáticas actuando en el respaldo del bloque y en la superficie de la falla es lineal.
7. El peso del bloque deslizante, la resultante de las fuerzas hidrostáticas actuando en la superficie de falla y la resultante de estas mismas fuerzas actuando en el respaldo del bloque, están aplicadas en el centroide del bloque deslizante. Esto evita que se presenten momentos que tiendan a provocar rotación del bloque y por lo tanto la falla será por deslizamiento únicamente.
8. El bloque deslizante es idealizado como cuerpo rígido.
9. La resistencia última al corte en el plano de falla está dada por la ley de Coulomb.¹²

3.3. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

DESLIZAMIENTO

En el caso del deslizamiento que ya se comentó en el punto anterior, se puede establecer la ecuación del factor de seguridad:

¹² RABAGO, Armando M, et al. **Curso Mariano Ruiz Vázquez "Estabilidad de Taludes"**. Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas. México, 1997.

$$F.S. = \frac{cA + (W \cos \alpha - U) \tan \phi}{W \sin \alpha}$$

donde:

- cA = fuerza debida a la cohesión en el plano de deslizamiento.
- $(W \cos \alpha - U) \tan \phi$ = fuerza debida al rozamiento en el plano.
- $W \cos \alpha$ = componente estabilizadora del peso.
- U = fuerza total debida a la presión de agua sobre la superficie de deslizamiento.
- $W \sin \alpha$ = componente del peso tendente al deslizamiento.

En el caso de que exista una grieta de tensión rellena de agua:

$$F.S. = \frac{cA + (W \cos \alpha - U - V \sin \alpha) \tan \phi}{W \sin \alpha + V \cos \alpha}$$

donde V es la fuerza ejercida por el agua sobre la grieta de tensión y U es la subpresión debajo de la superficie de falla, éstas pueden ser estimadas como:

$$U = 1/2 \gamma_w Z_w A \quad \text{y} \quad V = 1/2 \gamma_w Z_w^2$$

siendo A la longitud de la superficie de deslizamiento.

Así, es posible introducir en la ecuación las diferentes fuerzas actuantes. Para el caso de una fuerza externa aplicada sobre el talud la expresión para obtener el factor de seguridad sería:

$$F.S. = \frac{cA + (W \cos \alpha - U + T \cos \delta) \tan \phi}{W \sin \alpha - T \sin \delta}$$

en donde T corresponde a la fuerza externa (como la fuerza producida por las anclas) y δ es el ángulo que forma la normal al plano de falla y dicha fuerza.¹³

Si a la ecuación le introducimos la fuerza debida a un sismo quedaría de la siguiente forma:

$$F.S. = \frac{cA + (W \cos \alpha - U + T \cos \delta - (V + C_a W) \sin \alpha) \tan \phi}{W \sin \alpha + (V + C_a W) \cos \alpha - T \sin \delta}$$

donde C_a es el coeficiente sísmico que se mencionó anteriormente.

¹³ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op. Cit.

En el caso en que la grieta de tensión no pueda ser observada, se deberá tomar en cuenta la posición más crítica, la cual se puede determinar mediante tanteos.

Esta técnica para la obtención del factor de seguridad, que toma en cuenta todas las hipótesis planteadas en el punto 3.2. del presente capítulo, responde al método de *equilibrio límite*, el cual se plantea como una confrontación entre las fuerzas que se oponen al deslizamiento y las que lo propician. El valor mínimo del factor de seguridad será igual a 1.5 en condiciones estáticas y de 1.1 en el caso de sismo o de vaciado rápido, si hablamos de los taludes que conforman el vaso de almacenamiento de una presa.¹⁴

Como este método no considera los desplazamientos del macizo rocoso, es necesario escoger un esquema de cálculo que asegure que los desplazamientos puedan ocurrir físicamente en la dirección escogida, a lo largo de la superficie de falla elegida. Tras haber seleccionado la superficie de falla, se definen en ella los parámetros indispensables de la resistencia al esfuerzo cortante que garantiza el mantenimiento del equilibrio del macizo.

Para el caso de la rotura en cuña se pueden emplear distintos procedimientos, dependiendo de la exactitud requerida y de la finalidad del análisis.

Las expresiones matemáticas que proporcionan el factor de seguridad de una cuña por el método analítico son complicadas y laboriosas de resolver. En el caso más simple suponiendo que sólo existe fricción para los dos planos de cuña, mostrados en la Figura 3.3.1., y que el ángulo de fricción es el mismo para ambos, el factor de seguridad se obtiene de la siguiente manera:

$$F.S. = \frac{[(R_A + R_B) \tan \phi]}{W \sin \alpha}$$

siendo α el ángulo de la línea de intersección con la horizontal.¹⁵

Si consideramos la cohesión existente entre los planos de falla de la cuña, el valor de la presión ejercida por el agua, diferentes ángulos de fricción interna para los planos A y B, la influencia del sismo y la fuerza debida a las anclas, se tendrá la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{c_A A_A + c_B A_B + (R_A - U_A) \tan \phi_A + (R_B - U_B) \tan \phi_B}{W \sin \alpha + C_a W \cos \alpha - F' \sin \theta}$$

¹⁴ Manual de Diseño de Obras Civiles. Op. Cit.

¹⁵ HOEK, Evert, BRAY, John. **Rock Slope Engineering**. Edt. The Institution of Mining and Metallurgy. London. 2ª Edición, 1977.

donde:

C_A, C_B	cohesión de los planos A y B.
Φ_A, Φ_B	ángulo de fricción de los planos A y B.
A_A, A_B	superficie de los planos A y B.
U_A, U_B	fuerza de subpresión en los planos A y B.
R_A, R_B	reacción, en los planos A y B, debida a las fuerzas W, $C_a W$ y F.
F	fuerza debida a las anclas.
F'	componente de F, paralelo al plano vertical que pasa por la línea de intersección de los planos A y B.
θ	ángulo que forma F' con la normal a la línea de intersección de los planos A y B.

Para obtener R_A y R_B se han de calcular las fuerzas actuantes en la dirección paralela y perpendicular a la línea de intersección de los planos de cuña.¹⁶

$$R_A \sin(\beta - 1/2\xi) = R_B \sin(\beta + 1/2\xi)$$

$$R_A \cos(\beta - 1/2\xi) - R_B \cos(\beta + 1/2\xi) = W \cos \alpha$$

despejando R_A y R_B y sumando:

$$R_A + R_B = \frac{(W \cos \alpha \sin \beta)}{\sin 1/2\xi}$$

$$F.S. = (\sin \beta / \sin(1/2\xi)) (\tan \phi / \tan \alpha)$$

Para el caso más simple de una cuña formada por dos planos sin cohesión, sin presencia de agua y ninguna fuerza externa, pueden ser utilizados los ábacos que se muestran en la Figura 3.3.2., los cuales permiten obtener el factor de seguridad de la cuña a partir de de los valores de echado, rumbo y ángulo de fricción de los planos.

¹⁶ HOEK, Evert, BRAY, John. Op. Cit.

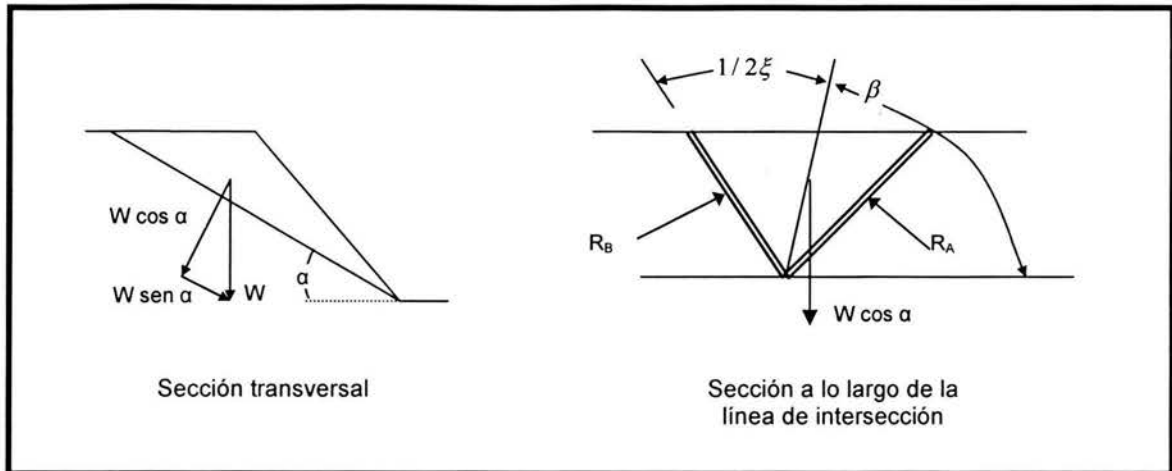


Figura 3.3.1. Esquema de las fuerzas actuando sobre los planos que forman la cuña

Dichos ábacos proporcionan los parámetros adimensionales, a y b , que se introducen en la expresión:

$$F.S. = a \tan \phi_a + b \tan \phi_b$$

donde ϕ_a y ϕ_b son los ángulos de fricción de los dos planos que forman la cuña, siendo el plano A el de menor buzamiento. Este método es rápido y útil para la realización de análisis estimativos de la estabilidad de cuñas en las fases de diseño de taludes.¹⁷

Los factores de seguridad mínimos serán de 1.5 en condiciones estáticas y 1.1 en el caso de sismo o vaciado rápido del vaso de una presa. Si no se tiene la seguridad de que el talud estará siempre drenado, se puede emplear la fórmula anterior utilizando un factor de seguridad mínimo de 3.¹⁸

¹⁷ HOEK, Evert, BRAY, John. Op. Cit.

¹⁸ Manual de Diseño de Obras Civiles. Op. Cit.

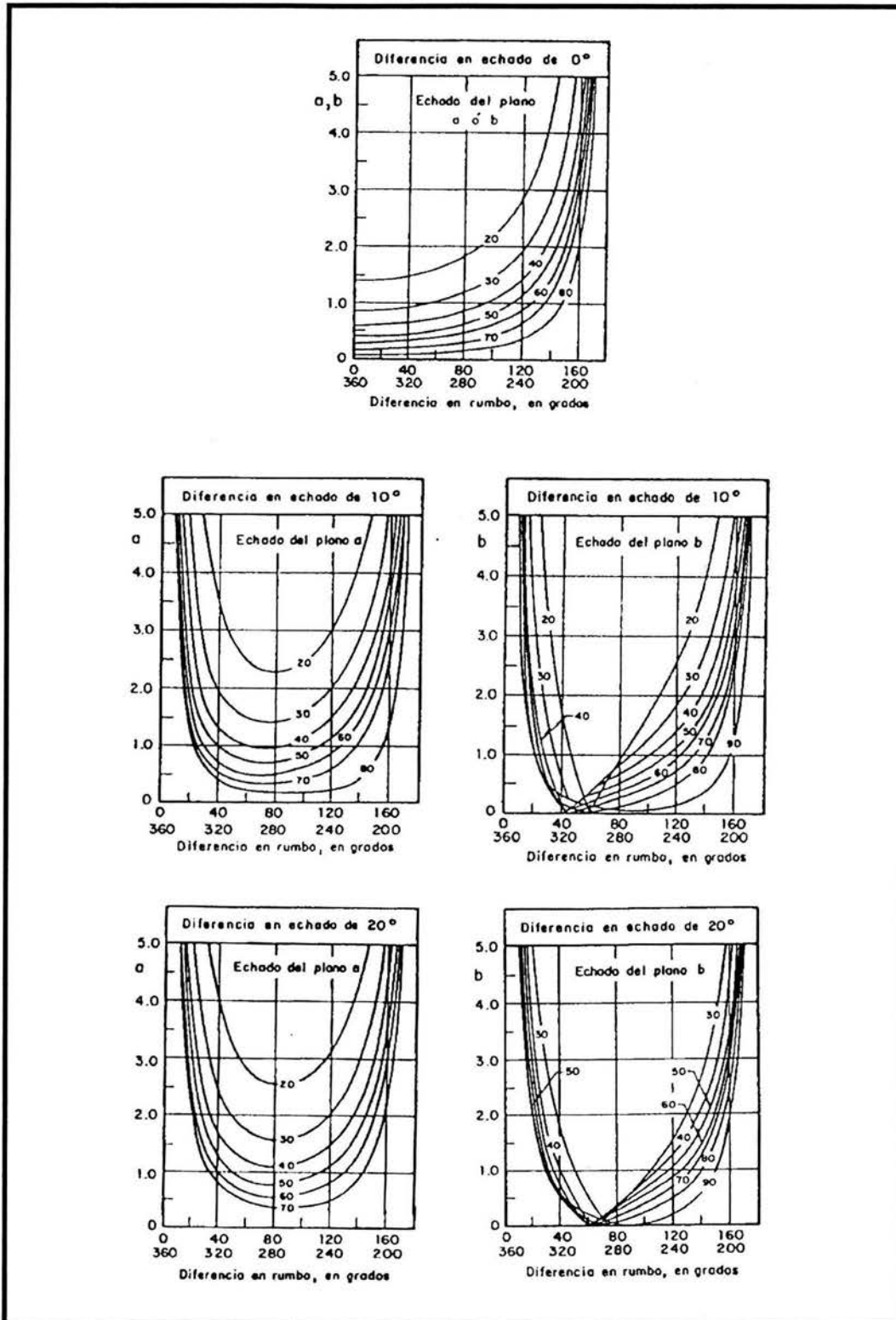


Figura 3.3.2. Valores de a y b. Diferencia de echados igual a 0°, 10° y 20°

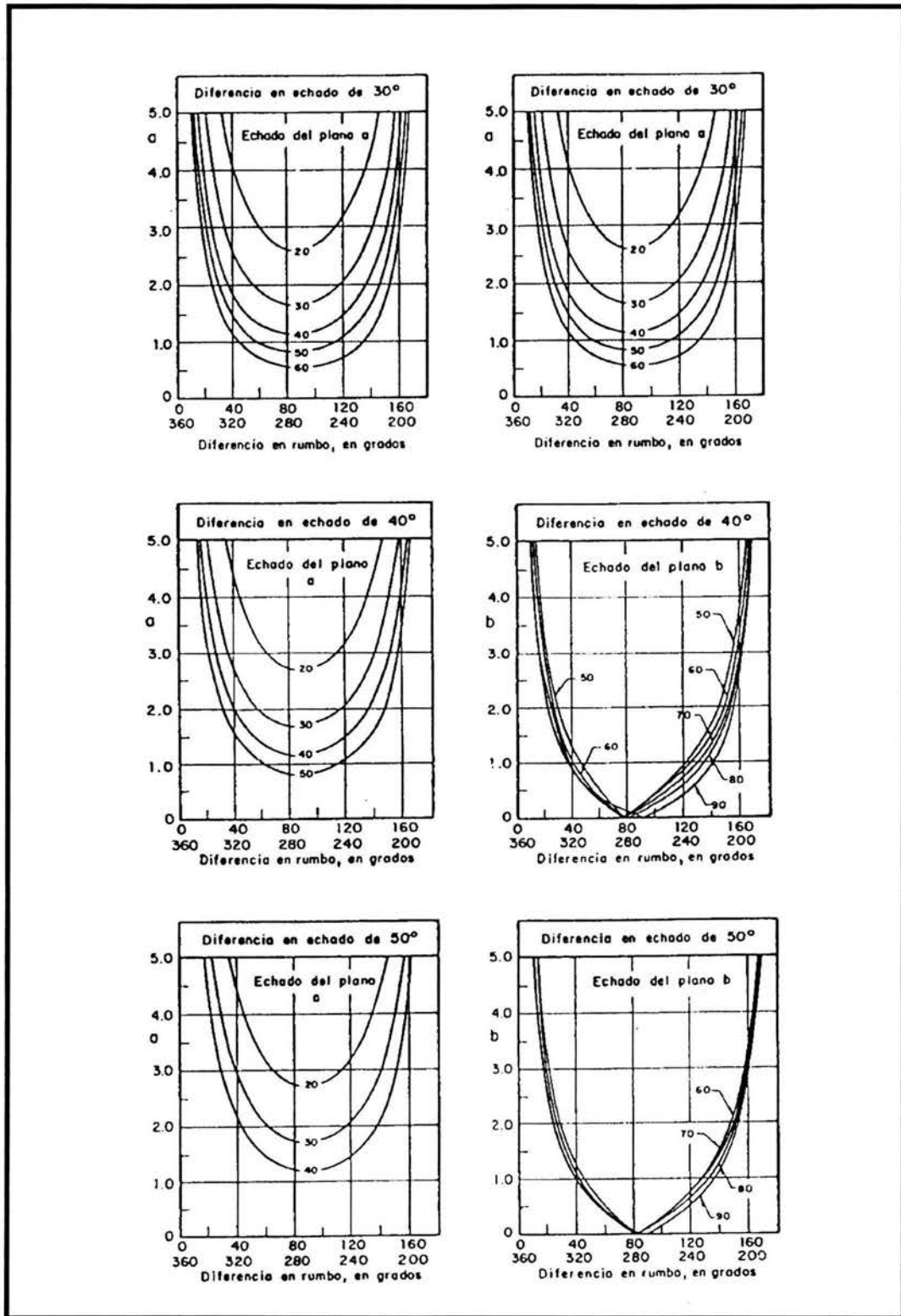


Figura 3.3.2. Valores de a y b. Diferencia de echados igual a 30°, 40° y 50°

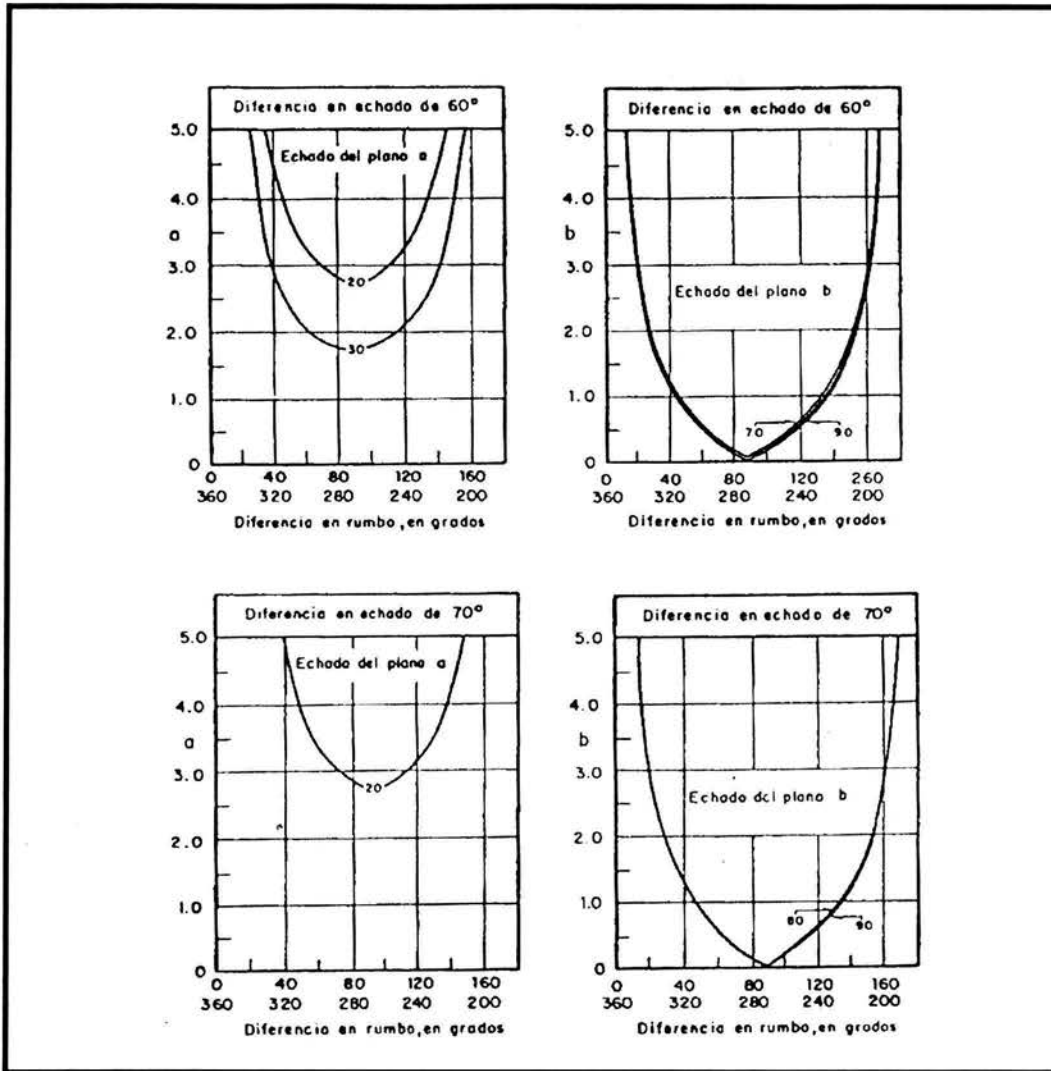


Figura 3.3.2. Valores de a y b. Diferencia de echados igual a 60° y 70°

El análisis completo de la estabilidad de una cuña se puede llevar a cabo mediante el método de *representación estereográfica*, en donde es necesario conocer el peso del bloque. Este método se basa en representar estereográficamente las direcciones de las fuerzas que actúan sobre la cuña y los planos que la forman, con la finalidad de conocer los ángulos entre las diferentes fuerzas resultantes que permitan calcular el factor de seguridad.¹⁹

¹⁹ ALANIZ, Álvarez Susana, NIETO, Samaniego Ángel. **Notas de Apoyo del Curso de Geología Estructural, Fallas: Teoría y Métodos de Estudio**. Sociedad Geológica Mexicana. Guadalajara, Jalisco, 1997.

VOLTEO

El análisis de la rotura por volteo de bloques se lleva a cabo estudiando las condiciones de equilibrio de cada uno de los bloques que forman el talud. Para realizar los cálculos se establecen las relaciones entre todos ellos considerando sus acciones mutuas y la geometría de los bloques y el talud.

A continuación se describe el procedimiento para realizar el análisis de estabilidad para roturas por volteo en un talud con las características y condiciones necesarias para que se produzca este tipo de rotura.

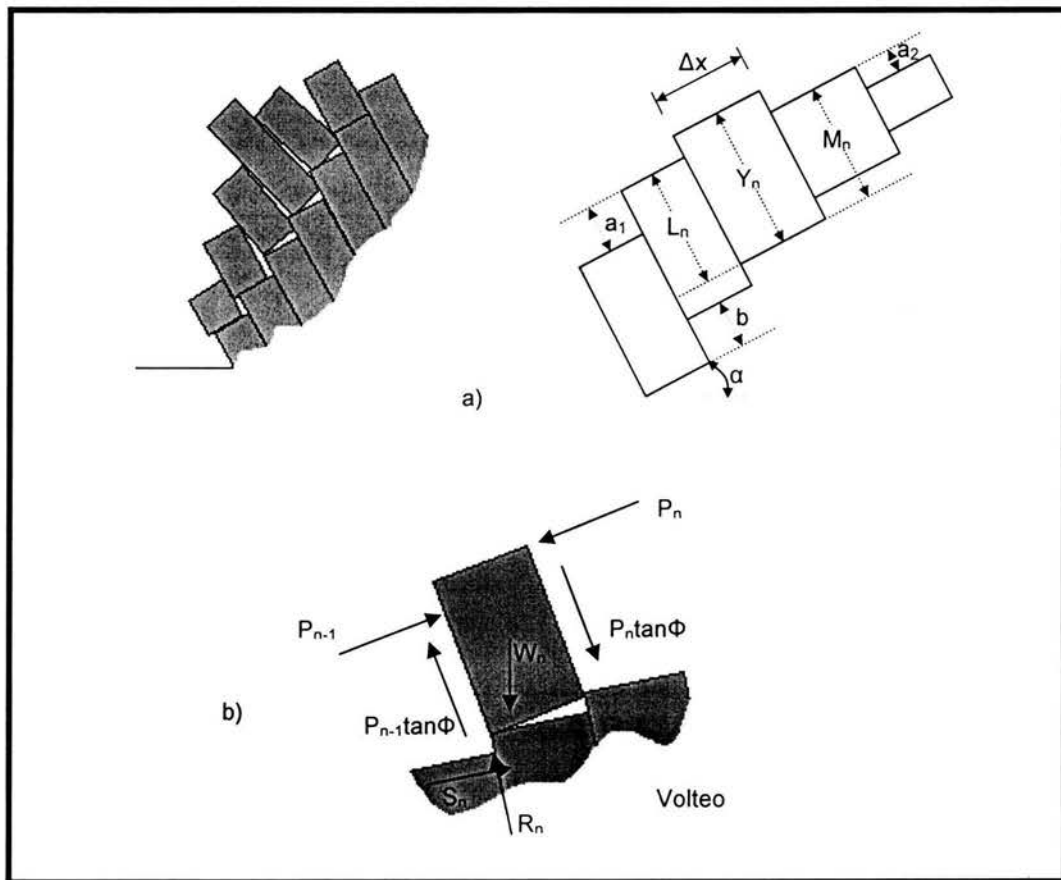


Figura 3.3.3. a) Modelo geométrico para análisis por equilibrio límite del volteo de bloques de un talud, b) Fuerzas actuando sobre uno de los bloques frente al volteo

Cada uno de los bloques que forman el talud pueden sufrir inestabilidad por volteo o por deslizamiento, en función de las fuerzas actuantes y de las dimensiones del bloque (Figura 3.3.3.b), según se cumplan las condiciones²⁰:

²⁰ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op. Cit.

$\phi > \alpha \rightarrow$ no es posible el deslizamiento

$\phi < \alpha \rightarrow$ es posible el deslizamiento

$\Delta x / Y_n > \tan \alpha \rightarrow$ no es posible el volteo

$\Delta x / Y_n / < \tan \alpha \rightarrow$ es posible el volteo

siendo ϕ el ángulo de fricción interna de la base del bloque y α el ángulo de inclinación con la horizontal.

Para un bloque n , una de las fuerzas que se oponen a que éste sufra volteo es P_{n-1} transmitida por el bloque inmediatamente por debajo de él. Para este caso, la ecuación del equilibrio de un bloque n , estableciendo momentos con respecto al punto de giro, es:

$$W_n \sin \alpha Y_n / 2 + P_n M_n = W_n \cos \alpha \Delta x / 2 + P_n \tan \phi \Delta x + P_{n-1} L_n$$

y el valor correspondiente a la fuerza P_{n-1} que se opone al volteo:

$$P_{n-1} = \frac{[1/2 W_n (\sin \alpha Y_n - (\cos \alpha \Delta x)) + P_n (M_n - (\tan \phi \Delta x))]}{L_n}$$

El análisis de estabilidad de un talud, en estos casos, se realiza en los siguientes pasos²¹:

1. Una vez definidos los bloques a analizar, se halla, empezando por la parte superior, el primer bloque que cumpla la condición de volteo, para este bloque n_1 , se toma $P_n = 0$.
2. Se calcula para el bloque n_1 la fuerza P_{n-1} necesaria para que no se voltee, a partir de los datos geométricos del bloque y de su peso, y suponiendo un ángulo Φ inicialmente mayor que α .
3. El valor obtenido será aplicado al análisis del siguiente bloque (el inmediatamente inferior), tomándolo como el valor de P_n del nuevo bloque, así se vuelve a calcular P_{n-1} , y este corresponderá al valor de P_n del siguiente bloque. Con esto será posible determinar si el bloque considerado está en condiciones de sufrir volteo.
4. Los cálculos se realizarán para todos los bloques que puedan sufrir volteo. Al llegar a un bloque en el que se cumpla la condición $\Delta x / Y_n > \tan \alpha$ (no es posible el volteo), el análisis se realizará únicamente para deslizamiento, continuando hasta el bloque situado al pie del talud.

²¹ HOEK, Evert, BRAY, John. Op. Cit.

5. Al analizar el bloque de la parte inferior del talud, se puede obtener:
- $P_{n-1} = 0$: el talud se encontrará en equilibrio límite para el valor del ángulo Φ considerado.
 - $P_{n-1} < 0$: el cálculo no es válido y deberá repetirse para otros valores de Φ mayores que el inicial.
 - $P_{n-1} > 0$: el talud es inestable para el valor de Φ considerado.

ROTURA POR PANDEO

El análisis de rotura por pandeo se realiza mediante las ecuaciones para pandeo de vigas, empleadas en el análisis de resistencia de materiales.

La expresión del factor de seguridad para una columna de roca que puede sufrir pandeo es:

$$F.S. = \frac{P_{cr}}{P_D}$$

donde P_{cr} es la carga crítica de pandeo y P_D es la fuerza ejercida sobre el punto que sufre el pandeo en la columna.

Para el pandeo de estratos con flexión se puede plantear un método simple de análisis a partir de las siguientes hipótesis.²²

- La columna de roca a analizar es elástica y cumple la ley de Hooke.
- La columna no tiene peso.
- La columna es perfectamente recta.
- Los extremos de la columna se encuentran empotrados.

Mediante la siguiente expresión se obtiene la carga crítica, P_{cr} , que puede soportar la columna de roca antes de que ocurra el pandeo:

$$P_{cr} = \frac{K\pi^2 El}{l_b^2}$$

donde:

K = constante que es función de las condiciones de los extremos de la columna; para extremos empotrados, $K = 1.0$.

I = momento de inercia.

l_b = longitud de la columna que sufre flexión y pandeo.

La longitud l_b puede estimarse por su relación con la longitud de la columna; generalmente se toma $l_b / l = 0.5$.

²² GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op. Cit.

Considerando diferentes condiciones para los extremos de la columna, se podrá utilizar la siguiente ecuación:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{4l_b^2}$$

El valor de P_D viene definido por:

$$P_D = (W_D \operatorname{sen} \alpha - W_D \cos \alpha \tan \phi - l_D c)$$

siendo W_D el peso de la columna de longitud l_D , c la cohesión del material y ϕ su fricción (Figura 3.3.4.).

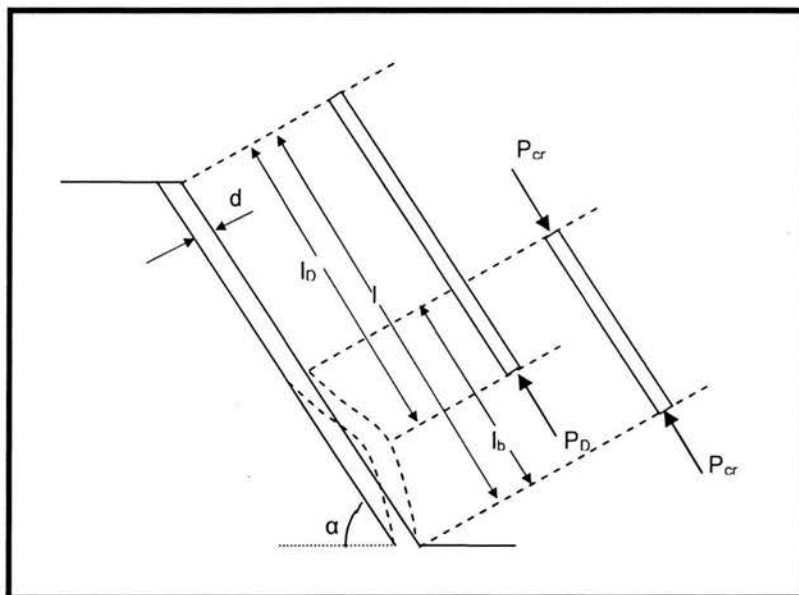


Figura 3.3.4. Modelo para análisis de la rotura por pandeo

La longitud crítica de la columna a partir de la cual se puede producir pandeo viene dada por la expresión:

$$l = \sqrt{\frac{\pi^2 Ed^2}{2.25(\gamma \operatorname{sen} \alpha - \gamma \cos \alpha \tan \phi - c/d)}}$$

donde γ es el peso específico de la roca.²³

ROCA TRITURADA

Los taludes formados por roca altamente intemperizada y alterada tenderán a fallar en forma circular, pudiendo realizar una revisión rápida de su

²³ HOEK, Evert, BRAY, John. Op. Cit.

estabilidad por medio de las cartas de estabilidad (Figura 3.3.5.), para cuya elaboración se tomaron en cuenta las siguientes hipótesis²⁴:

1. El talud está formado por un material homogéneo e isótropo.
2. El esfuerzo cortante del material está caracterizado por una cohesión c y un ángulo de fricción interna Φ , los cuales se encuentran relacionados por la ecuación de Coulomb:

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

3. La superficie de falla se asume que es circular y que pasa por el pie del talud (sólo cuando $\Phi > 5^\circ$).
4. Existe una grieta de tensión vertical en la cresta o en la cara del talud.
5. La localización de la grieta de tensión y de la superficie de falla es tal que el factor de seguridad de la ladera es mínimo para la geometría del talud y condiciones de flujo de agua considerados.
6. En el análisis se considera un amplio rango de condiciones de flujo de agua dentro del talud que van desde la roca totalmente seca hasta su condición saturada.

Uso de las Cartas de estabilidad.

Para la determinación del factor de seguridad para un talud particular se deben seguir los siguientes pasos²⁴:

1. Definir las condiciones del flujo de agua y escoger la carta que corresponda al mismo.
2. Calcular la relación adimensional:

$$\frac{c}{\gamma H \tan \phi}$$

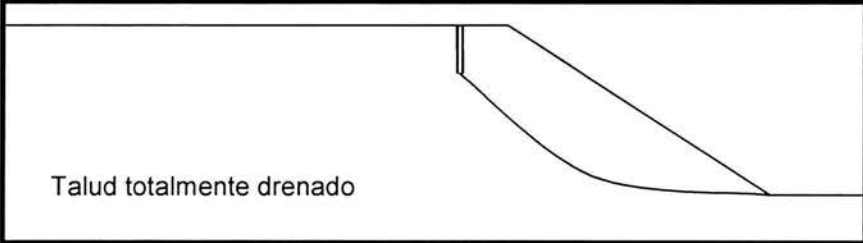
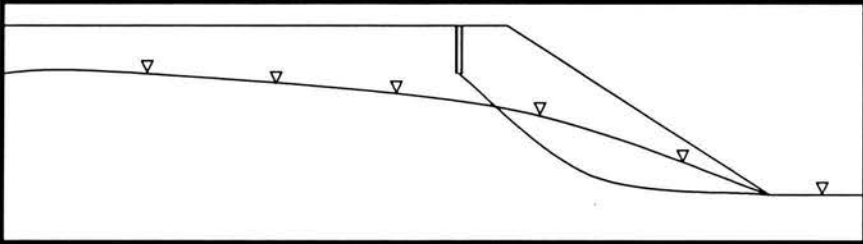
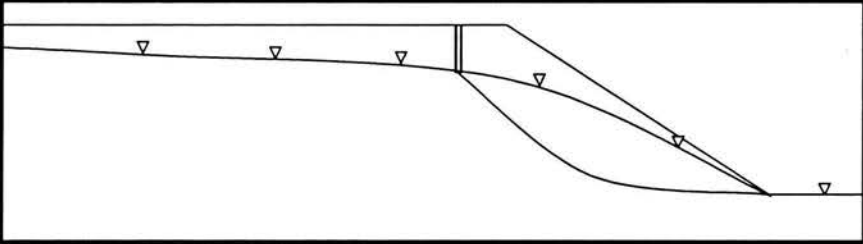
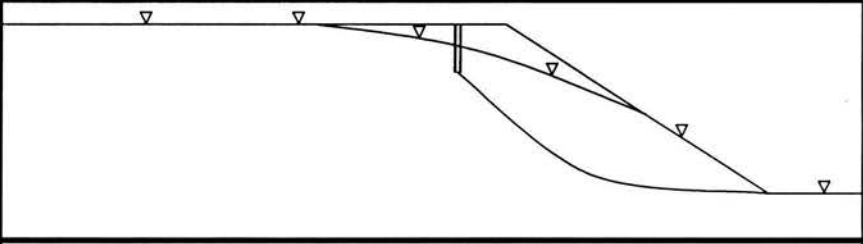
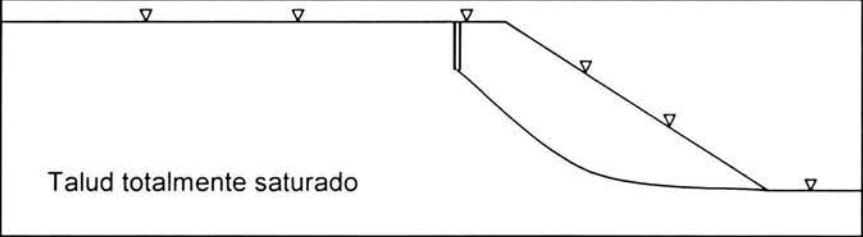
encuentre este valor en la escala circular superior de la carta correspondiente.

3. Siga la línea radial desde el valor determinado en el paso 2. hasta la curva que corresponde al ángulo de inclinación del talud.
4. Encuentre los valores correspondientes a: $\frac{\tan \phi}{F.S.}$ ó $\frac{c}{\gamma H (F.S.)}$; dependiendo de cuál sea más conveniente, así se despeja el valor del factor de seguridad (F.S.).

²⁴ RABAGO, Armando M, et al. **Curso Mariano Ruiz Vázquez "Estabilidad de Taludes"**. Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas. México, 1997.

Debido a la simplicidad y velocidad con que pueden ser utilizadas estas cartas, resultan ideales para jugar con la sensibilidad del factor de seguridad del talud para un amplio rango de condiciones. Este debe ser el papel de estas cartas y después proceder a un análisis más refinado.

En la siguiente tabla se muestran las condiciones de flujo de agua que pudiera presentar el talud, así como el número de carta que le corresponde.²⁵

Condición del Flujo de Agua Subterránea	Número de Carta
 <p data-bbox="205 751 561 789">Talud totalmente drenado</p>	1
	2
	3
	4
 <p data-bbox="205 1717 561 1755">Talud totalmente saturado</p>	5

²⁵ RABAGO, Armando M, et al. Op. Cit.

FALLA CIRCULAR. CARTA NÚMERO 1

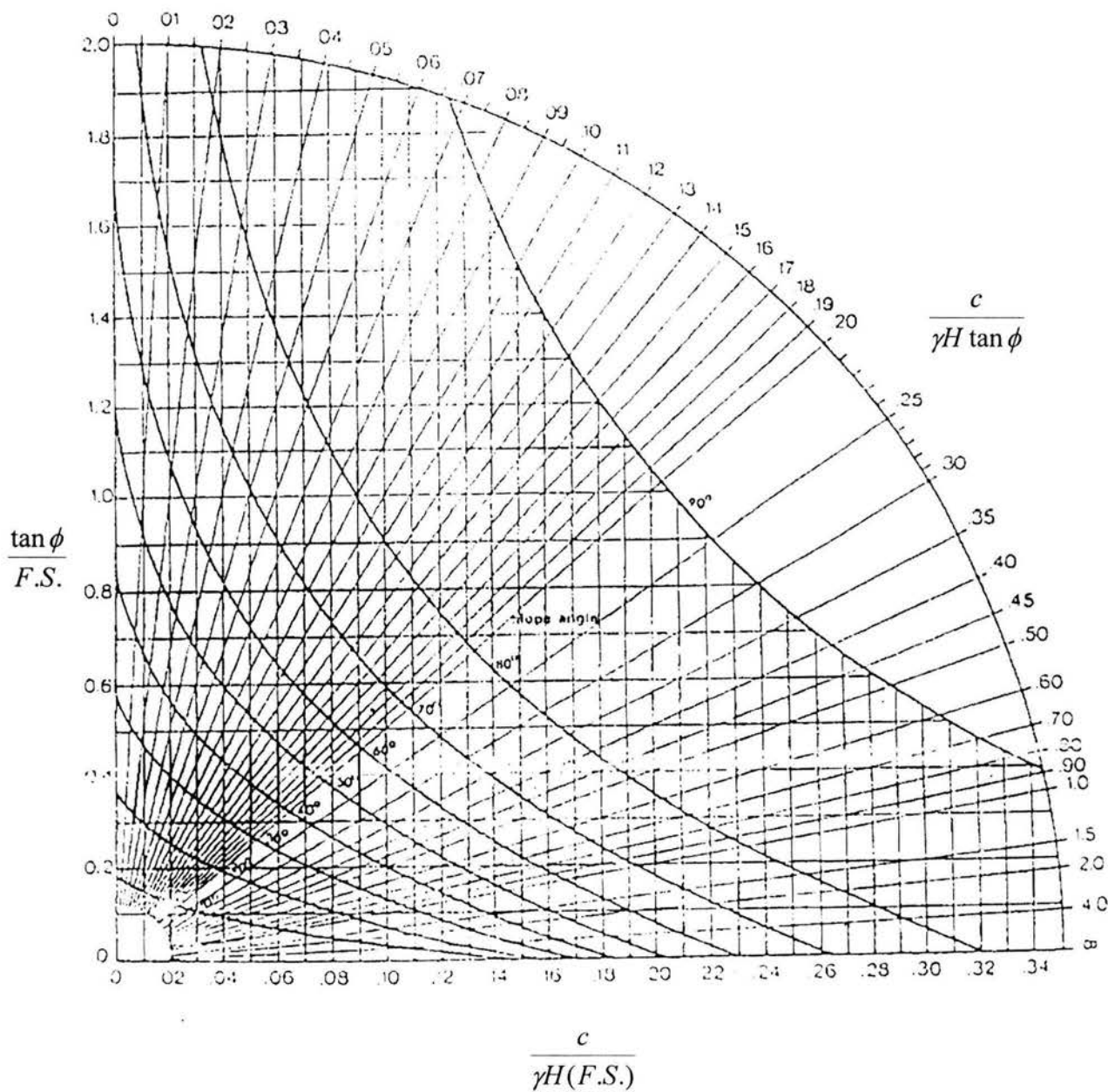


Figura 3.3.5. Carta de Estabilidad Número 1 para falla circular

FALLA CIRCULAR. CARTA NÚMERO 2

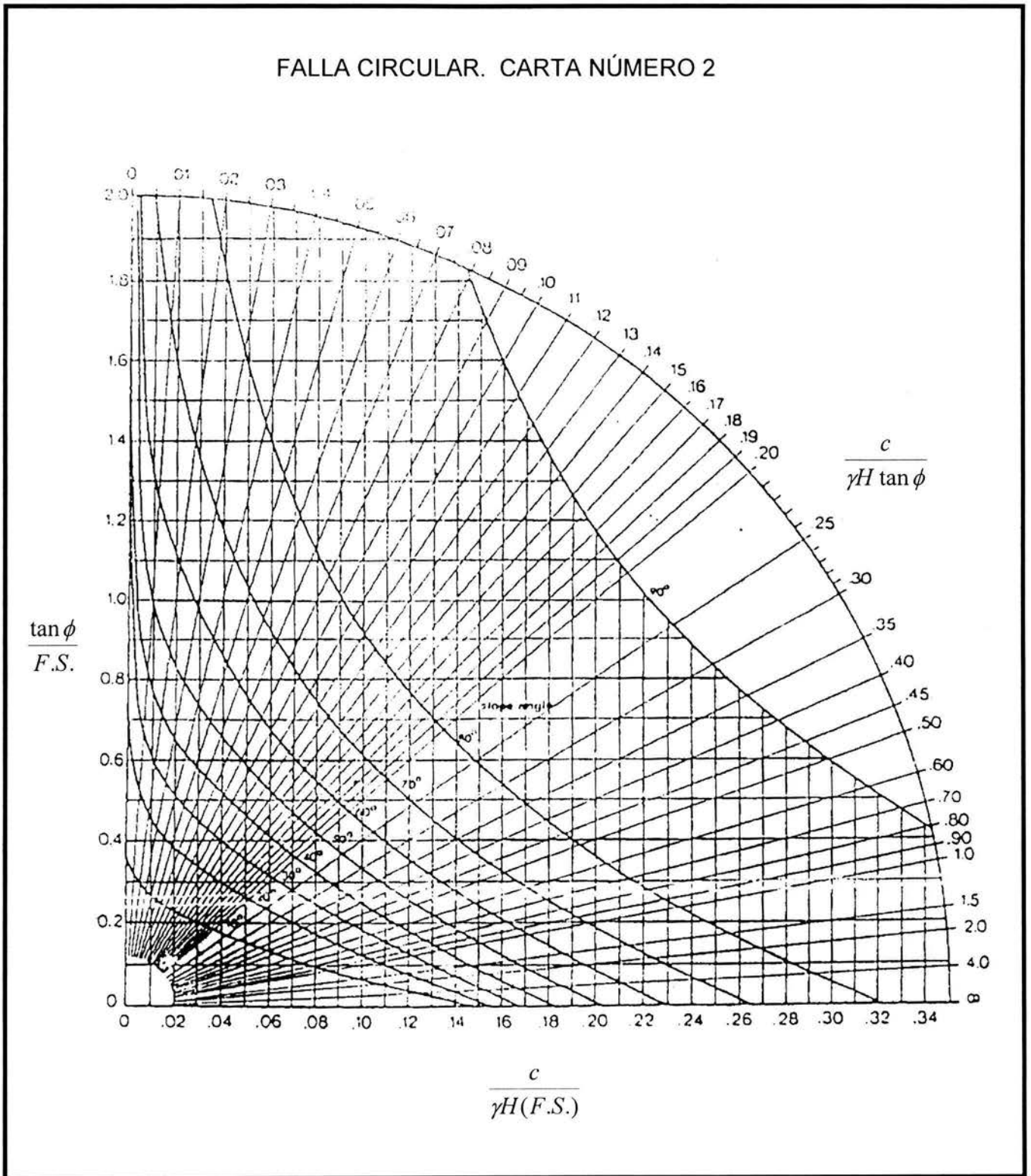


Figura 3.3.5. Carta de Estabilidad Número 2 para falla circular

FALLA CIRCULAR. CARTA NÚMERO 3

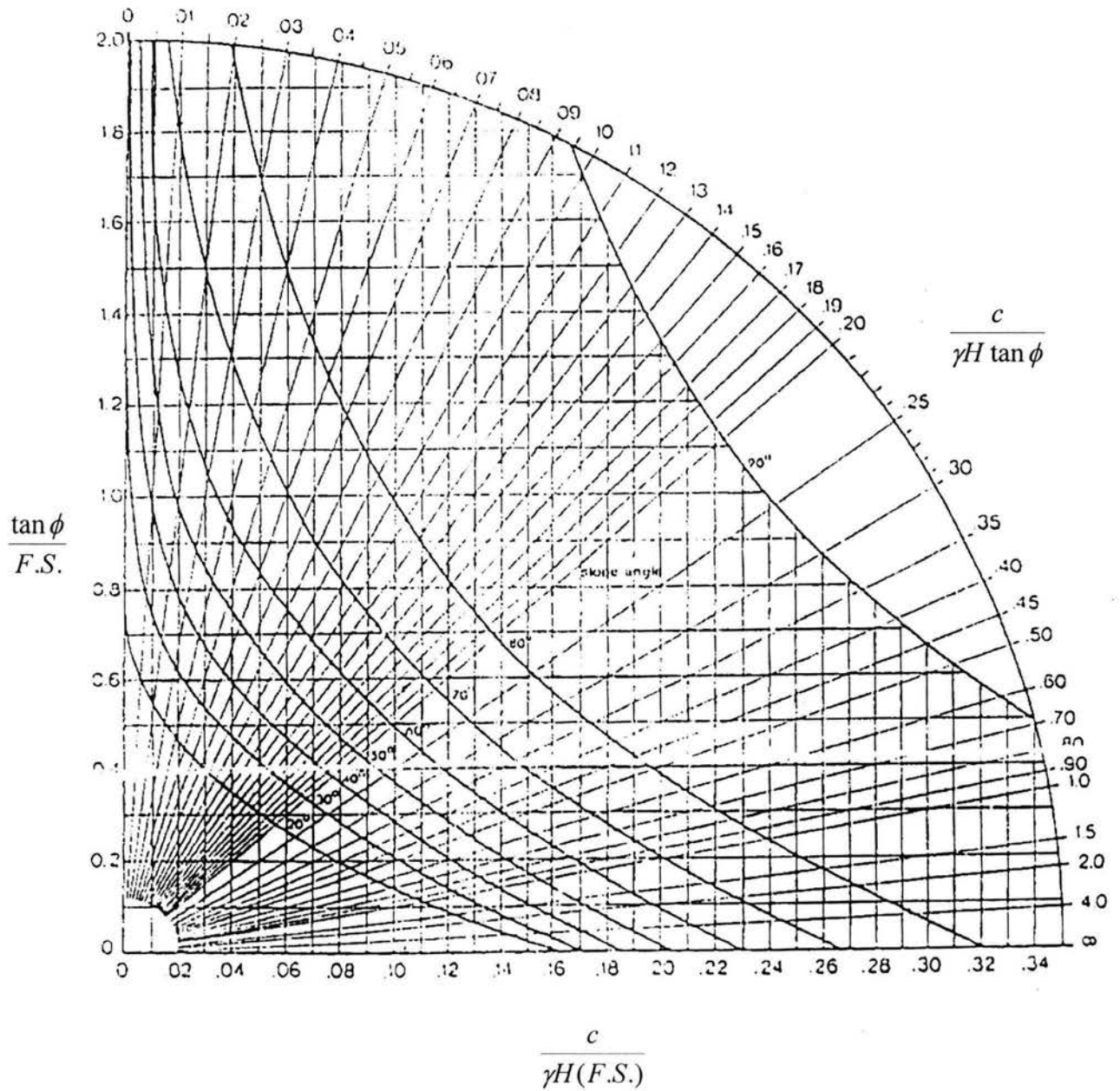


Figura 3.3.5. Carta de Estabilidad Número 3 para falla circular

FALLA CIRCULAR. CARTA NÚMERO 4

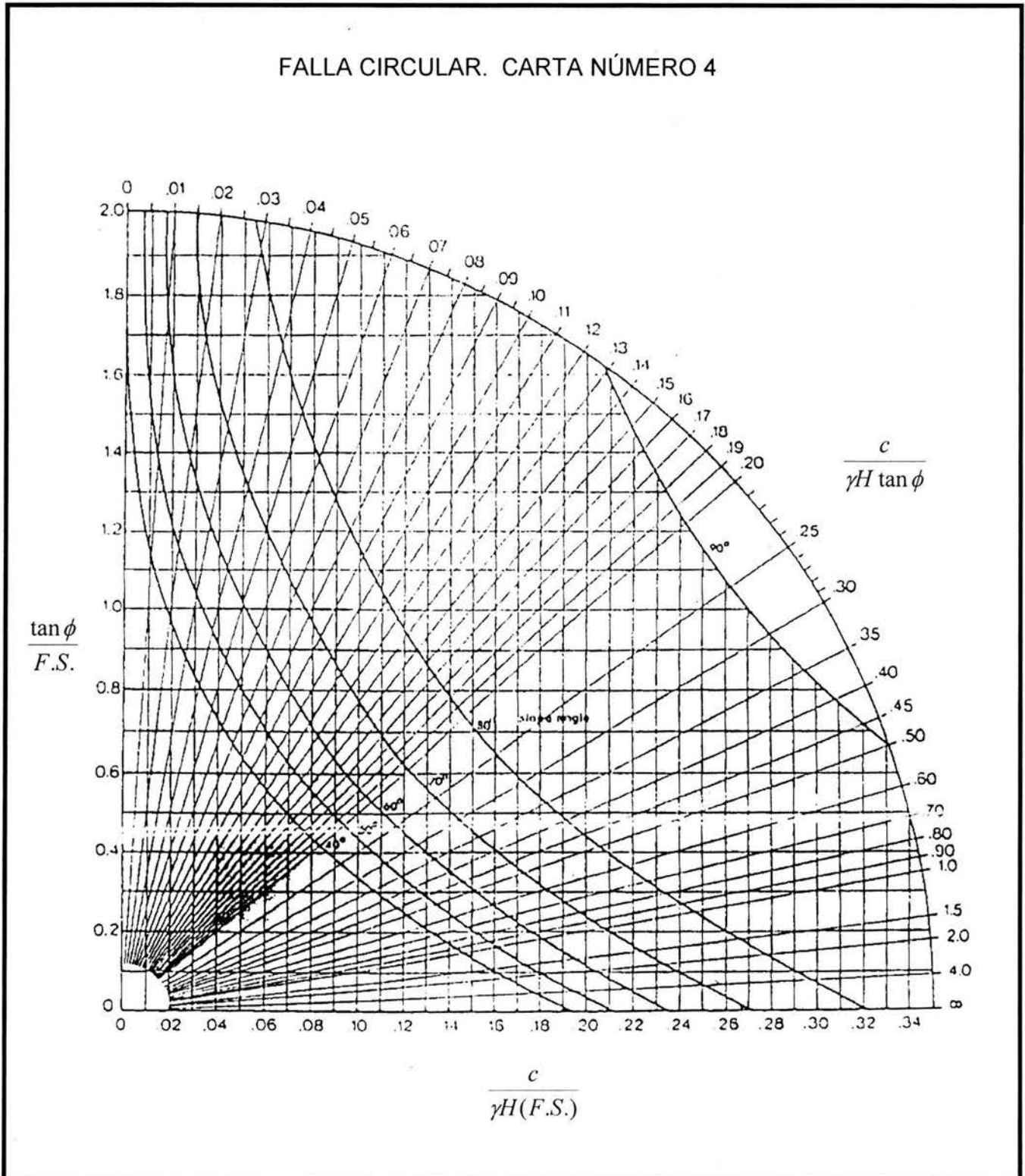


Figura 3.3.5. Carta de Estabilidad Número 4 para falla circular

FALLA CIRCULAR. CARTA NÚMERO 5

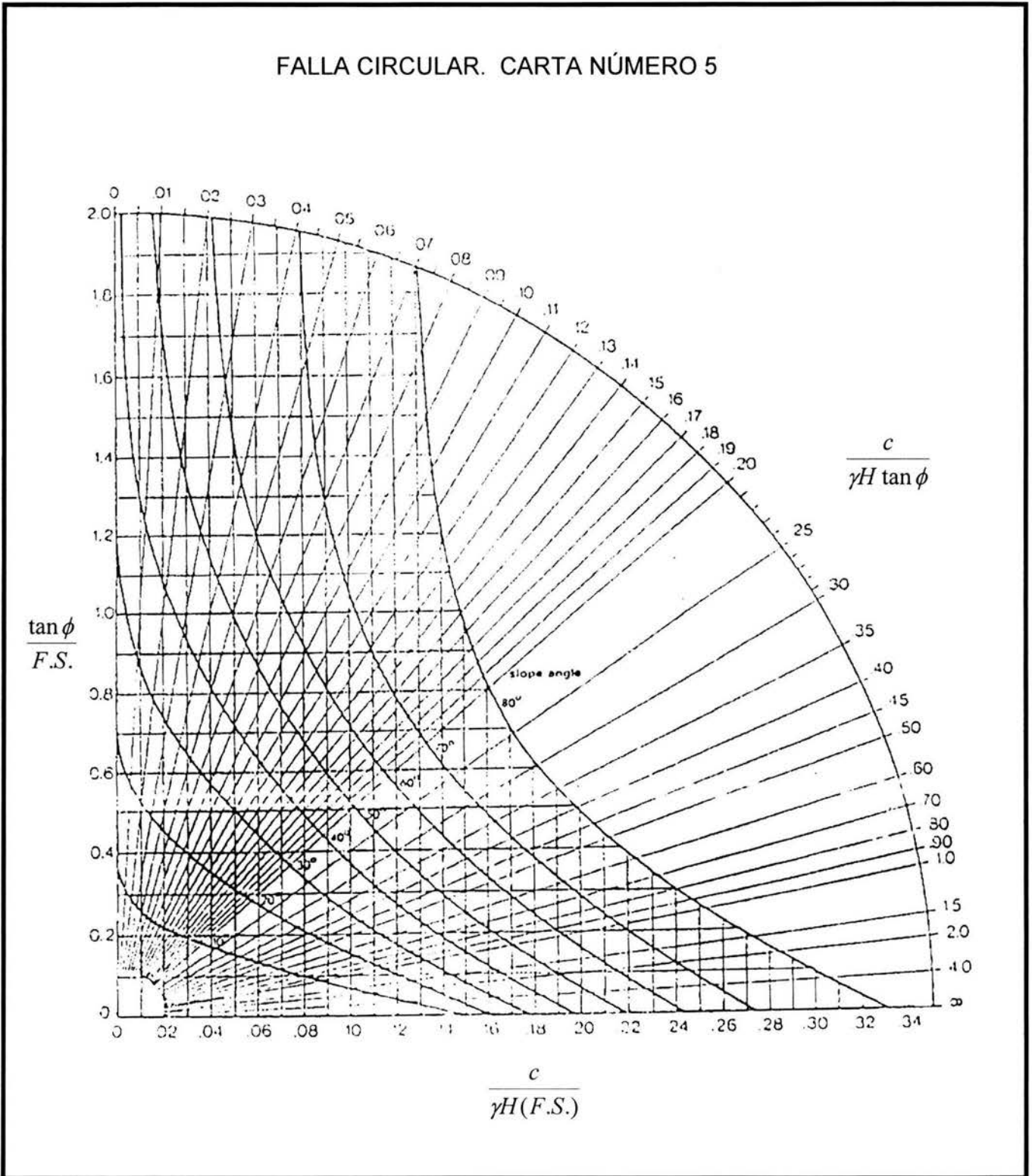


Figura 3.3.5. Carta de Estabilidad Número 5 para falla circular

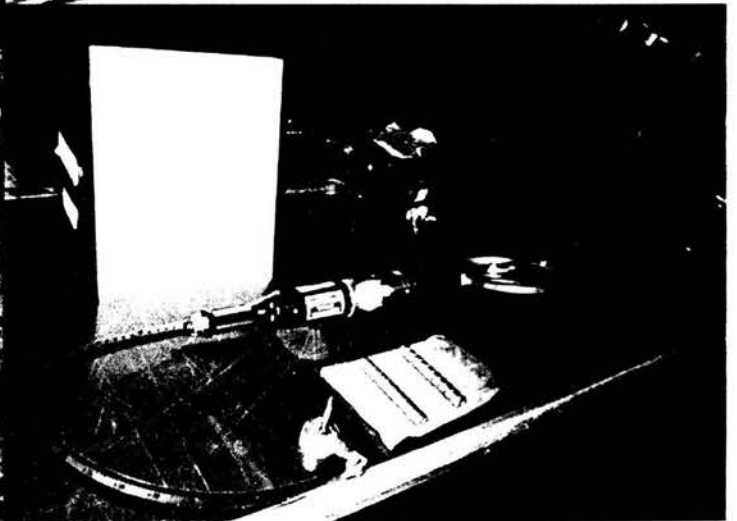
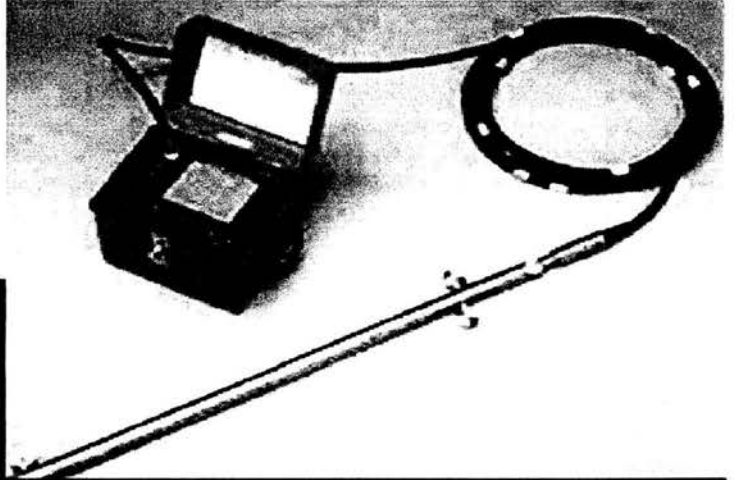
Cabe mencionar que cualquier método de análisis de la estabilidad de una masa rocosa es y será tributario de la incertidumbre ligada a la descripción geométrica y mecánica del macizo rocoso. Además, la estructura discontinua de éste no es perfecta, pues la configuración geométrica de sus discontinuidades presenta una dispersión con respecto a la idealización elaborada con un enfoque estadístico, mediante los levantamientos geológicos y las mediciones de campo.

Los métodos teóricos utilizados son variados: método de análisis límite, teorías y análisis numéricos basados en la consideración de un medio continuo o casi continuo, etc. Sin embargo, esta variedad de enfoques no debe opacar la realidad: todo macizo rocoso es discontinuo y los métodos de análisis utilizados únicamente son aproximaciones, por lo cual el factor de seguridad calculado por cualquiera de los métodos de análisis no debe considerarse como un valor único, debe considerarse como indicativo del efecto que pueden tener, en la estabilidad, las variaciones que intervienen en el cálculo.²⁶

²⁶ MARSAL, Raúl J., RESENDIZ, Daniel N. Op. Cit.

CAPÍTULO 4

INSTRUMENTACIÓN



INTRODUCCIÓN

Las rocas son materiales complejos, cuyo comportamiento está influenciado por muy diversos y numerosos factores, desde su origen y formación hasta los efectos del tiempo, pasando por esfuerzos tectónicos de diversas magnitudes y repetición. Usualmente se realizan ensayos de campo y de laboratorio para obtener los valores de las propiedades geotécnicas, pero los ensayos generalmente sólo proporcionan un rango de posibles valores y el ingeniero usualmente tiene que utilizar su criterio para seleccionar los más probables.

Además, en todos los trabajos de ingeniería geotécnica existen discrepancias entre la predicción obtenida del cálculo y el comportamiento real de las estructuras, debido a hipótesis simplificadoras, incertidumbres y errores introducidos en los métodos de análisis y diseño. En consecuencia, los diseños tienden a ser conservadores (usando factores de seguridad altos) y por consiguiente los costos elevados.

Un buen proyecto de ingeniería será, entonces, el más económico sin menoscabo de la seguridad, por lo que se requiere de métodos y soluciones adecuadas durante el diseño y la posibilidad de cambio y mejora de esa solución conforme avanza la construcción de las obras.¹

Cuando un talud presenta signos de inestabilidad como grietas o roturas en la parte superior, abultamientos y levantamientos en la zona del pie, etc., o cuando se requiere controlar su comportamiento frente a la estabilidad, se recurre a la instrumentación del talud a fin de obtener información sobre el comportamiento del mismo y las características de sus movimientos: velocidad, pautas en los desplazamientos, situación de las superficies de rotura, presiones de agua, etc., con esto será posible predecir su comportamiento frente a cargas, movimientos, empujes y demás acciones, tanto naturales como inducidas por las obras. El control de la velocidad del movimiento permite conocer el modelo de comportamiento y tomar decisiones referentes a su estabilización; en algunas ocasiones es posible predecir aproximadamente cuándo tendrá lugar la rotura, en base al registro de la curva desplazamiento-tiempo y su extrapolación en el tiempo. Asimismo, es importante la medición de las variaciones del nivel freático.

En general, debido a los altos costos que suponen los trabajos de instrumentación, éstos suelen limitarse a casos en que la inestabilidad puede afectar infraestructuras o edificaciones.

Para llevar a cabo la instrumentación de un talud es necesaria la selección de las magnitudes a medir, de los puntos de medida y de los

¹ RABAGO, Armando M, et al. **Curso Mariano Ruiz Vázquez "Estabilidad de Taludes"**. Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas. México, 1997.

instrumentos adecuados, además de una correcta instalación, registro e interpretación de las mediciones.

La instrumentación permite comprobar el comportamiento del talud y verificar los modelos y análisis de estabilidad realizados. Previamente a los trabajos de instrumentación, es necesario conocer las características y propiedades de los materiales que forman el talud mediante los estudios mencionados en el primer capítulo.

La frecuencia en las lecturas y la recolección de datos provenientes de la instrumentación dependerán de las magnitudes a medir y la velocidad del proceso a controlar. Las lecturas podrán realizarse manualmente o por medios automatizados. Las primeras son indicadas en los casos en que el número de sensores o puntos de registro sea pequeño, la periodicidad en la toma de datos sea semanal o mayor y los puntos de lectura sean fácilmente accesibles.

La elección del sistema de toma de datos está condicionada por el número de sensores y características de los mismos, frecuencia de lecturas, número de datos a tratar, rapidez con la que ha de realizarse el tratamiento e interpretación, situación y accesibilidad del lugar y ubicación de los sensores.²

Debe tenerse siempre presente que el simple hecho de instrumentar un talud no garantiza que los diseños sean buenos o las obras seguras, incluso se puede dar el caso de que instrumentos inadecuados o instalados en sitios equivocados, proporcionen información inútil o confusa, por lo que se requiere determinar con claridad y visión los objetivos de todo proyecto e instrumentación por simple que parezca.

En resumen, los objetivos generales de la instrumentación son:

- Conocer el comportamiento de los taludes bajo condiciones de carga normales o extraordinarias (como los sismos), con el fin de evaluar su seguridad.
- Detectar oportunamente cambios o deficiencias en la estabilidad de taludes naturales o, en el caso de los creados por el hombre, durante su construcción y operación posterior, para corregirlas oportunamente.
- Obtener conocimientos que permitan mejorar el diseño y la construcción de taludes, reduciendo los costos sin demérito de la seguridad de los que sean construidos en el futuro.

Todo proyecto de instrumentación, por sencillo que parezca, requiere seguir una metodología planeada y sistemática para obtener buenos resultados. Esta metodología contempla dos fases: planeación e implantación.³

² GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. **Ingeniería Geológica**. Edt. Prentice Hall. España, 2002.

³ RABAGO, Armando M, et al. Op. Cit.

La planeación debe incluir los siguientes aspectos⁴:

- Definir las condiciones geológicas del sitio y las características de la obra.
- Anticipar los mecanismos que controlan el comportamiento.
- Definir las incógnitas geotécnicas que deben responderse mediante la instrumentación.
- Definir los objetivos de la instrumentación.
- Seleccionar los parámetros que serán medidos.
- Predecir las magnitudes máximas y mínimas de los cambios de las variables.
- Prever acciones correctivas en caso de detectar anomalías.
- Asignar tareas para todas las etapas del proyecto, desde el diseño hasta el análisis.
- Seleccionar los instrumentos.
- Seleccionar los sitios donde serán instalados los instrumentos.
- Planear el registro de factores que pudieran influir en los datos medidos.
- Listar el objetivo específico de cada instrumento.
- Escribir la memoria detallada del diseño de la instrumentación.
- Definir y obtener el presupuesto.
- Seleccionar el método de implantación (contratación).
- Escribir las especificaciones para la adquisición de instrumentos y materiales.
- Escribir los procedimientos para la correcta instalación de los instrumentos.
- Programar y calendarizar la instalación en función del avance de la construcción.
- Planear la calibración y mantenimiento regular de los aparatos.
- Establecer los procedimientos para asegurar la correcta toma de lecturas.
- Planear la medición en función de la fase constructiva de la obra y de las anomalías que sean detectadas.
- Planear el proceso, presentación, análisis y reporte de los datos.
- Escribir las especificaciones para contratar los servicios de instrumentación de campo.
- Actualizar presupuestos y elaborar contratos.

La fase de implantación incluye⁵:

- Adquirir los instrumentos.
- Instalar los instrumentos.
- Calibrar y conservar en buen estado los aparatos.
- Realizar la medición de acuerdo con el programa establecido.
- Procesar y presentar los datos.

⁴ RABAGO, Armando M, et al. Op.Cit.

- Analizar los datos.
- Escribir los informes de análisis y las conclusiones de la interpretación de los datos.

4.1. VARIABLES QUE PUEDEN SER MEDIDAS

Las magnitudes que habitualmente se miden en los trabajos de instrumentación son:

- Movimientos superficiales.
- Movimientos en el interior de la masa rocosa.
- Movimiento de apertura de grietas y entre bloques.
- Giros.
- Deformaciones.
- Vibraciones.
- Presiones intersticiales y sus variaciones.
- Niveles y presiones de agua.
- Empujes del terreno sobre elementos de construcción.
- Fuerzas (cargas).
- Presiones totales dentro de la masa de roca.
- Asentamiento o hundimiento de la superficie.
- Caudales de agua.

Usualmente se utiliza un tipo de instrumento para la medición de cada variable, aunque existen algunas excepciones. Para los taludes en roca las mediciones más comunes son: niveles o presiones de agua, desplazamientos lineales o angulares, movimientos de grietas, fuerzas y vibraciones.

La medición de estas variables está dirigida a conocer con exactitud factores que afectan la estabilidad de taludes, ya que los cambios de posición y de dimensión están relacionados con aspectos principales del comportamiento: desarrollo de grietas; cambios en los esfuerzos cortantes; en los empujes hidrostáticos, subpresiones o en otras fuerzas estáticas o dinámicas que actúan sobre el talud, por lo cual un diseño de instrumentación adecuado permite la observación periódica del comportamiento de las obras para detectar oportunamente anomalías y para evaluar su seguridad.⁵

La medida de desplazamientos en superficie y en el interior del terreno permite detectar el movimiento en una zona determinada del talud o de todo él en conjunto, y conocer la dirección y velocidad del mismo. Cada problema a controlar tiene sus particularidades, y por tanto la elección del método más adecuado y la ubicación de los equipos de medida en los taludes se deberán tratar de forma individual y ser definidos por personal especializado. Los

⁵ RABAGO, Armando M, et al. Op.Cit.

sistemas de medición de desplazamientos en superficie estarán condicionados por la precisión que se pretenda y por la magnitud de los movimientos.

Los movimientos en el interior del terreno se miden con inclinómetros y extensómetros. Además de ser útiles para la medida de la velocidad y dirección del movimiento, estos sistemas permiten localizar las superficies de rotura. Otros métodos válidos para definir los planos de rotura son los pozos de revestimiento discontinuo (para permitir su deformación). La utilización de diagrfías radiactivas permite la obtención de registros de zonas con diferentes características, como la densidad o el contenido de agua en las formaciones, que pueden ayudar a la definición de los planos de rotura. Otras técnicas geofísicas también pueden ser de ayuda para la localización de zonas de debilidad y discontinuidad en el interior de los taludes.

La medida de movimientos de apertura de grietas y entre bloque rocosos se suele realizar mediante elementos mecánicos o mediante transductores eléctricos.

La medida de las presiones intersticiales en el interior de un talud se lleva a cabo mediante la instalación de piezómetros o de tuberías ranuradas en sondeos o pozos de reconocimiento; el control de las presiones sobre muros de contención y fuerzas de anclaje se realiza instalando células de carga en el contacto entre estos elementos y el talud.⁶

4.2. TIPOS DE INSTRUMENTOS Y PRINCIPIOS DE FUNCIONAMIENTO

En esta tesis no se describen todos los instrumentos que existen en el mercado, ni tampoco los que se utilizan para medir propiedades de las rocas tanto en laboratorio como en el campo; por lo que es importante mencionar que cuando se requiere el diseño de una instrumentación se deben consultar catálogos y manuales de los fabricantes, para conocer los detalles y características de un determinado aparato antes de decidir su utilización en un proyecto dado.

Los instrumentos de medición utilizados en mecánica de rocas se basan en los principios de la física y pueden ser: mecánicos, eléctricos, ópticos, acústicos y térmicos.⁷

Los elementos esenciales de cualquier sistema de medición son: sensor, transmisor, amplificador y captador de señal. Estos elementos se agrupan en dos partes: la celda sensible y el aparato medidor, salvo algunos instrumentos

⁶ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op.Cit.

⁷ **Manual de Diseño de Obras Civiles.** Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas. México, 1981.

en que forman un solo conjunto: en la Figura 4.2. se muestran los cuatro arreglos posibles de los elementos.

Cualquiera que sea el arreglo de los elementos del sistema de medición, su funcionamiento es similar: el sensor capta los cambios de longitud, de esfuerzo, de temperatura, etc., que experimenta una roca, su mecanismo básico los transforma en modificaciones de una propiedad física; a su vez, el transmisor se encarga de recibir la señal del sensor y llevarlos al amplificador, sin inducirles ninguna alteración. El amplificador aumenta la magnitud de la variable física, para facilitar que el captador de señales la mida con precisión. En algunos instrumentos no se requiere amplificador, porque la salida del sensor es suficiente para que el captador de señal la pueda medir.⁸

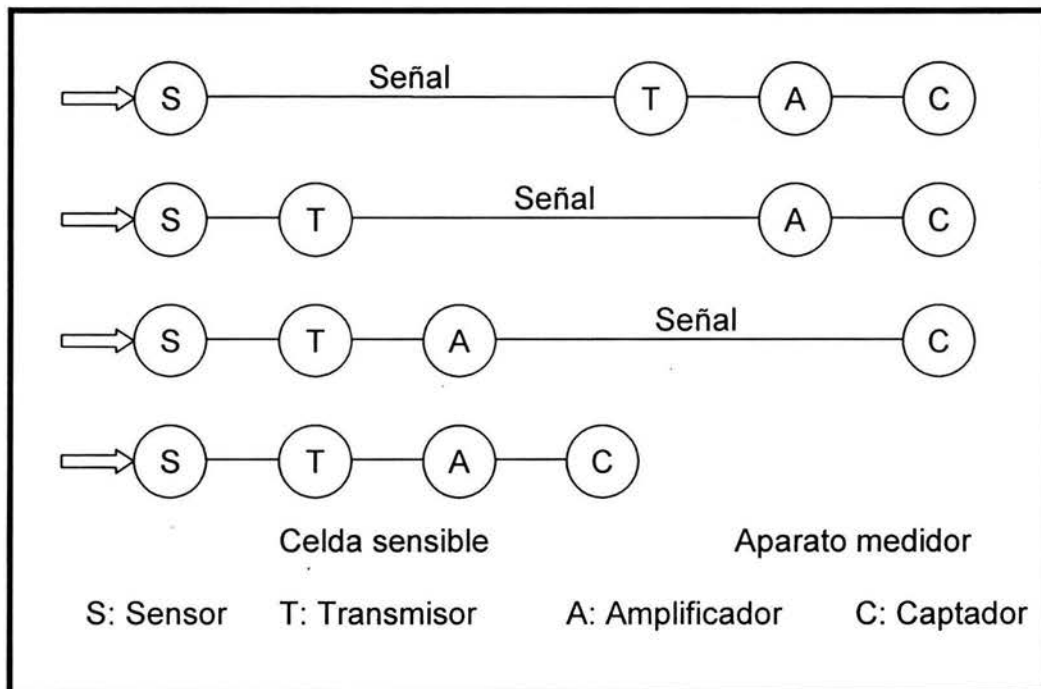


Figura 4.2. Diagramas de sistemas de medición

4.2.1. TRANSDUCTORES

El sensor capta el cambio de la variable medida y a través de un transductor se genera una señal que es conducida hasta un dispositivo que permite leerla o registrarla. Un transductor es un dispositivo que convierte un cambio físico en la correspondiente señal de salida; existen diversos tipos que se pueden agrupar en los siguientes: ópticos, mecánicos, hidráulicos, neumáticos y eléctricos.

⁸ Manual de Diseño de Obras Civiles. Op.Cit.

a) Transductores Ópticos.

Consisten en lentes y prismas que permiten amplificar o transformar una imagen o rayo luminoso. En este tipo se agrupan los lentes utilizados en instrumentos topográficos y en otros aparatos, como los tránsitos, colimadores, etc.

b) Transductores Mecánicos.

Los más comúnmente utilizados en instrumentación geotécnica son los indicadores de cuadrante y los micrómetros. Aunque los primeros son más comunes, ambos pueden ser utilizados en dispositivos para medir movimientos de grietas o juntas, convergencias, desplazamientos, celdas de cargas mecánicas, extensómetros de rocas, etc.

Los indicadores de cuadrante se utilizan para convertir el movimiento lineal de un émbolo de resorte cargado, en el movimiento más grande y visible de una manecilla que gira arriba de una carátula. Las partes mecánicas incluyen engranes, cremalleras y transmisión (Figura 4.2.1.1).⁹

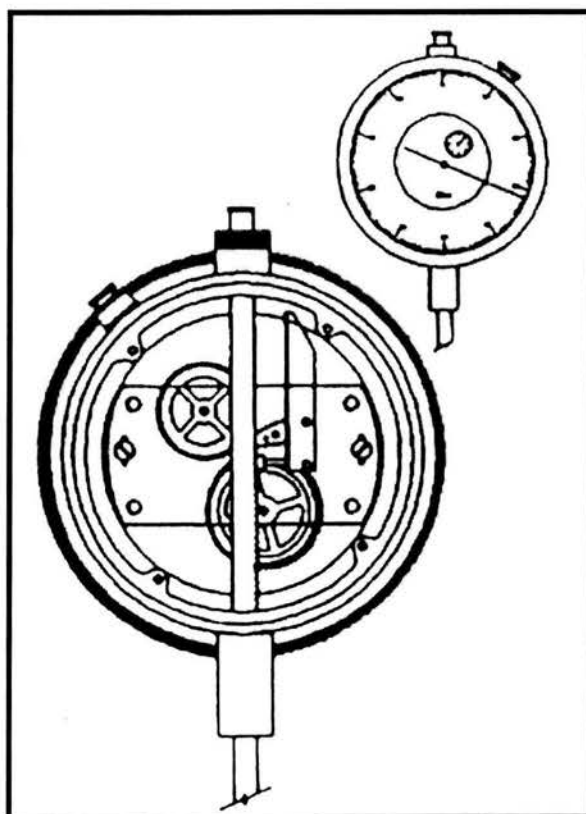


Figura 4.2.1.1. Indicador de Cuadrante

⁹ RABAGO, Armando M, et al. Op.Cit.

Los micrómetros generalmente están compuestos por un tornillo de cuerda muy fina que causa el desplazamiento de un émbolo dentro o fuera del cuerpo del instrumento. Este desplazamiento puede ser medido mediante una escala en el cuerpo que indica el número de vueltas del tornillo y las fracciones de vuelta se determinan con un vernier y otra escala. Los verniers pueden ser difíciles de leer y actualmente algunos micrómetros están equipados con contadores digitales que facilitan la medición y en general son más robustos que los indicadores de cuadrante.¹⁰

c) Transductores Hidráulicos.

Los más utilizados para la instrumentación geotécnica son los manómetros y los dispositivos de presión de Bourdón, también conocido como manómetro de tubo de Bourdón.

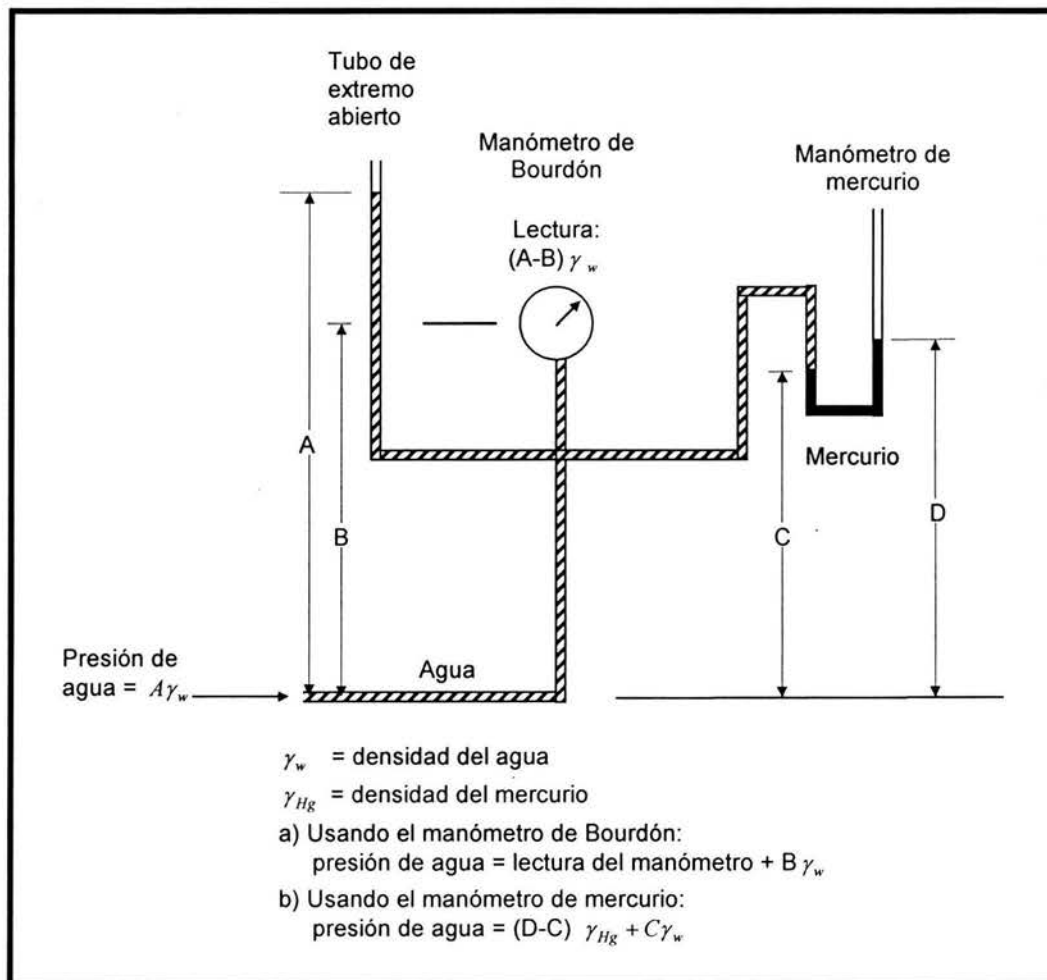


Figura 4.2.1.2. Croquis de los transductores hidráulicos

¹⁰ RABAGO, Armando M, et al. Op. Cit.

El manómetro está formado por un tubo transparente en forma de U lleno de algún fluido, usualmente mercurio. La presión de un lado del tubo en U es balanceada por una presión igual en el otro lado, y es posible medirla al calcular la diferencia de alturas del fluido (Figura 4.2.1.2.).

El manómetro de tubo de Bourdón consiste en un tubo metálico (bronce o acero) ligeramente aplanado y con forma de C, que cuando es presurizado internamente trata de enderezarse. El movimiento resultante del tubo en C se transmite por medio de un mecanismo a una manecilla, la cual gira sobre una carátula circular donde se toma la lectura.¹¹

d) Transductores Neumáticos.

Generalmente se utilizan en instrumentos para medición de presiones y pueden ser de dos tipos: normalmente cerrados o normalmente abiertos.

Los más utilizados son los del tipo normalmente cerrado (Figura 4.2.1.3.), donde el transductor está compuesto por un cuerpo, una membrana y dos o tres tubos. La presión se transmite inyectando un gas o fluido por una manguera hasta el cuerpo del transductor, para actuar sobre una membrana flexible. Al vencer la presión externa que actúa sobre la membrana, el gas o fluido a presión circula por el cuerpo del transductor hasta otra manguera de retorno y se detecta su salida. Cuando esto sucede, se deja de inyectar el gas o fluido y la membrana regresa a su posición inicial pudiendo leer la presión de apertura en un dispositivo de presión, ya sea manómetro, manómetro de tubo de Bourdón, o un transductor de tipo eléctrico.¹²

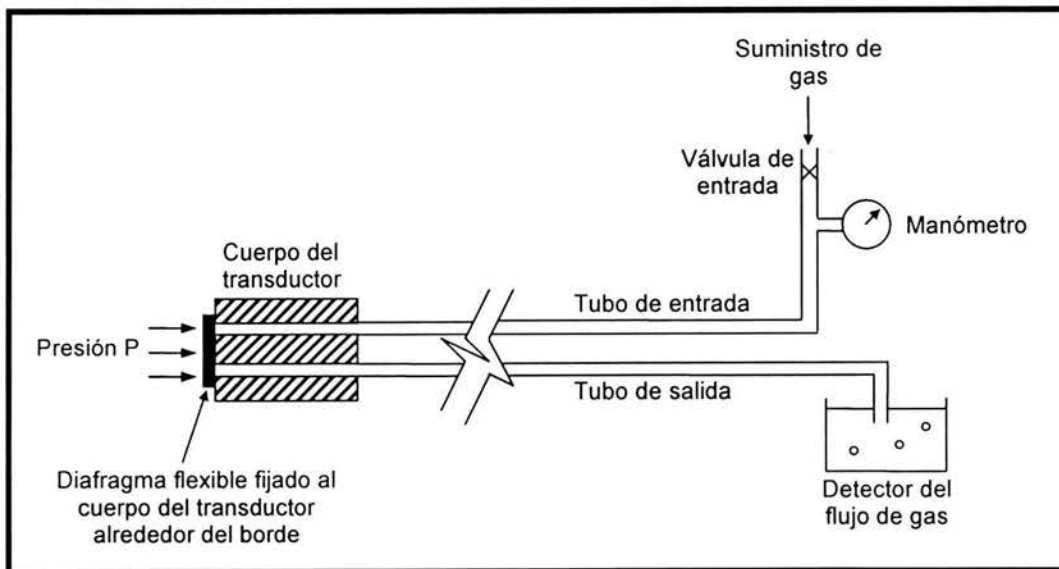


Figura 4.2.1.3. Transductor neumático (normalmente cerrado)

¹¹ RABAGO, Armando M, et al. Op. Cit.

El transductor normalmente abierto también se conoce como de válvula “check” y permanece abierto hasta que se excede la presión externa, en ese momento la válvula se cierra y el gas a presión es atrapado en el tubo de salida, pudiendo leer el valor de la presión de la misma manera que en el otro tipo de transductor. Se ha descontinuado el uso de este tipo de transductor por los problemas de funcionamiento de la válvula cuando se atrapa agua en el sistema o se degradan los componentes falseando las lecturas.¹²

e) Transductores Eléctricos.

Este tipo de transductores se utiliza en un gran número de instrumentos y pueden ser de los siguientes tipos: resistencia, strain gage, inductancia, cuerda vibrante, nivel eléctrico y magnético, etc.

Los transductores de resistencia se basan en la propiedad básica de que la resistencia eléctrica de un conductor cambia en razón directa a su longitud. La relación entre el cambio en la resistencia y la longitud está dada por el factor propio del dispositivo.

Los transductores más comunes de este tipo son los potenciómetros y los “Strain Gages”. Los potenciómetros son dispositivos que cuentan con un cursor móvil que puede hacer contacto a lo largo de una resistencia fija, obteniendo una variación en la potencia eléctrica entre el contacto móvil y uno de sus extremos. Los Strain Gages básicamente son resistencias planas de cinco tipos: alambre pegado, alambre despegado, hoja metálica pegada, semiconductor y soldable.

La salida de una resistencia eléctrica de Strain Gages normalmente es medida con un circuito llamado puente de Wheatstone.

Otro tipo de transductor eléctrico es el “Transformador Diferencial Lineal Variable” que consiste en un núcleo magnético móvil que pasa a través de dos bobinas, una primaria y otra secundaria. Un voltaje de entrada se aplica a la bobina primaria induciendo un voltaje en la secundaria, con una magnitud que depende de la posición del núcleo. La salida neta de este transductor es la diferencia entre el voltaje de entrada y el de salida.

La cuerda vibrante consiste en un dispositivo en el cual un alambre de acero de longitud conocida, tensado y fijo en sus extremos a dos mordazas, por lo que es libre de vibrar a su frecuencia natural, dicha frecuencia cambia con la tensión del alambre y por lo tanto con ligeros movimientos de las dos mordazas de los extremos. El alambre es excitado por una bobina eléctrica fija cerca del punto medio del alambre y con la misma u otra bobina se mide la frecuencia de vibración.¹³

¹² RABAGO, Armando M, et al. Op.Cit.

Por otro lado, los transductores de nivel electrolítico consisten en una ampolla de vidrio sellada y parcialmente llena de un líquido conductor. Se mide la resistencia entre los puntos extremos y el centro de la ampolla y se comparan entre sí. La magnitud de la diferencia depende y es directamente proporcional a la inclinación de la ampolla.

El acelerómetro de balanza de fuerza consiste en una masa suspendida en el campo magnético de un detector de posición. Cuando la masa es sujeta a la fuerza de la gravedad a lo largo de su eje sensible, trata de moverse y esto causa un cambio de corriente en el detector. Este cambio es retroalimentado a una bobina por medio de un servo-amplificador, impartiendo una fuerza electromagnética a la masa igual pero en sentido opuesto a la fuerza inicial de gravedad. Por lo que el resultado es que la masa no se mueve y la corriente que se aplica a la bobina se mide mediante el voltaje a través de una resistencia de precisión, el cual es directamente proporcional a la fuerza inicial.

En los últimos años los transductores eléctricos han sido mejorados y permiten la transmisión de la señal a relativamente grandes distancias, dando paso a la automatización de la instrumentación.¹³

4.2.2. ELEMENTOS DE CONDUCCIÓN DE SEÑAL

Los elementos conductores de la señal dependen, obviamente, del tipo de transductor utilizado y pueden ser cables para los eléctricos, mangueras o tuberías para los hidráulicos y neumáticos, barras o alambres para los mecánicos, imágenes, rayos luminosos o láser para los ópticos, sonido o señales de radio para los acústicos, etc.¹⁴

4.2.3. INDICADORES O REGISTRADORES

Los indicadores simplemente muestran el valor de la variable medida y se requiere que una persona tome la lectura, como por ejemplo en una cinta métrica, escala, carátula, vernier, etc., mientras que los registradores son dispositivos de lectura que permiten guardar los valores en cintas magnéticas, de papel, memorias de estado sólido u otros medios, de manera que se pueda realizar la toma de lecturas periódicamente, en ocasiones con intervalos muy cortos, facilitando su proceso y análisis posterior. Los registradores han sido automatizados y son capaces de almacenar miles de datos de varios instrumentos a la vez, así como ser consultados remotamente a través de computadoras.¹⁴

¹³ RABAGO, Armando M, et al. Op.Cit.

4.2.4. PIEZÓMETROS

La presión de agua es el principal factor de inestabilidad en los taludes, por ello resulta totalmente imprescindible controlarla a lo largo de la vida de un talud, si se quiere garantizar un factor de seguridad adecuado.

El control de los niveles de agua presentes en el sitio se puede efectuar mediante barrenos abiertos (regularmente se utilizan los barrenos previamente ejecutados para exploración) en los cuales se introduce una sonda eléctrica que al contacto con el nivel de agua envía una señal al exterior.

Los instrumentos que se utilizan para medir niveles y presiones de agua se denominan piezómetros. Sus aplicaciones caen en dos categorías generales: para conocer el patrón de flujo de agua dentro de la masa de roca; y para proporcionar un índice de la estabilidad de un macizo rocoso (subpresiones y empujes); por lo que la medición del nivel o presión de agua es un aspecto de gran importancia en la estabilidad de taludes.

La medición de niveles y presiones debe hacerse periódicamente para conocer la fluctuación de ambos en diferentes épocas del año, logrando conocer qué tan sensible es el nivel freático a las precipitaciones pluviales, a los cambios de nivel de los ríos, etc.

Los piezómetros pueden agruparse en los que tienen un diafragma entre el transductor y el agua, y en los que no lo tienen. Los instrumentos del primer grupo tienen transductores neumáticos o eléctricos, éstos generalmente del tipo cuerda vibrante, de resistencia o de strain gages. Entre los aparatos del segundo grupo están los pozos de observación y los piezómetros abiertos.¹⁴

A continuación se mencionan algunos tipos de piezómetros así como sus principios de funcionamiento:

Pozos de observación. Consisten en una sección de tubo ranurado llamado bulbo, unido a otras secciones de tubo que suben hasta la superficie, instalados en un barreno que se rellena con arena. En la superficie se construye un tapón generalmente con mortero de cemento para evitar que agua superficial entre al barreno, el nivel del agua se determina utilizando una sonda eléctrica. Esta sonda consiste en una barra delgada de plomo unida en la punta de un cable acotado, que al entrar en contacto con el agua cierra un circuito eléctrico, lo que se detecta desde el exterior por medio de un amperímetro, un foco o un timbre, pudiendo medir la profundidad del agua en el tubo. Los pozos de observación pueden crear una conexión vertical indeseable entre estratos,

¹⁴ RABAGO, Armando M, et al. Op.Cit.

drenando mantos colgados o conectando acuíferos a presión, por lo que las mediciones pudieran ser poco significativas.¹⁵

Piezómetros abiertos. Un piezómetro abierto es igual que los pozos de observación, excepto que se forma una cámara piezométrica sellando el barreno a una cierta altura del bulbo (Figura 4.2.4.1.). El sello debe ser efectivo para garantizar que el instrumento solo responda al nivel o presión del agua en la zona de la cámara piezométrica, esto se logra normalmente utilizando sellos de bentonita. El resto del barreno se rellena usualmente con mortero de cemento. La simplicidad, robustez y confiabilidad del instrumento lo hacen el más utilizado de todos. El piezómetro abierto también se conoce como tipo Casagrande, ya que fue introducido por ese notable investigador.

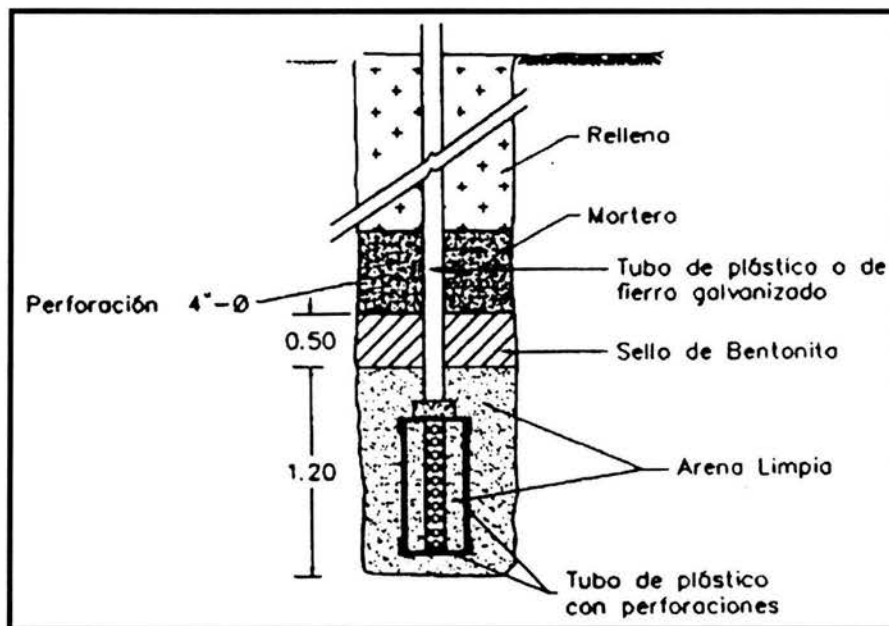


Figura 4.2.4.1. Piezómetro tipo abierto

Piezómetros neumáticos. Estos piezómetros utilizan alguno de los transductores neumáticos descritos con anterioridad, añadiendo un filtro para separar el diafragma flexible de los finos que se pudieran encontrar en el sitio. Debe tenerse cuidado en el diseño del filtro ya que uno de poro muy fino se saturará rápidamente y otro muy abierto no impedirá el paso de partículas bloqueando al diafragma e impidiéndole desplazarse. El tamaño del diafragma del transductor debe ser mínimo, de tal manera que se reduzca el error causado por su desplazamiento. Los piezómetros neumáticos pueden instalarse en barrenos, de manera similar a los abiertos (Figura 4.2.4.2.).¹⁶

¹⁵ CHÁVEZ, Luis. *Curso Sistemas de Calidad Aplicados a la Ingeniería Civil*. Curso impartido en la ENEP Acatlán. Agosto 2001.

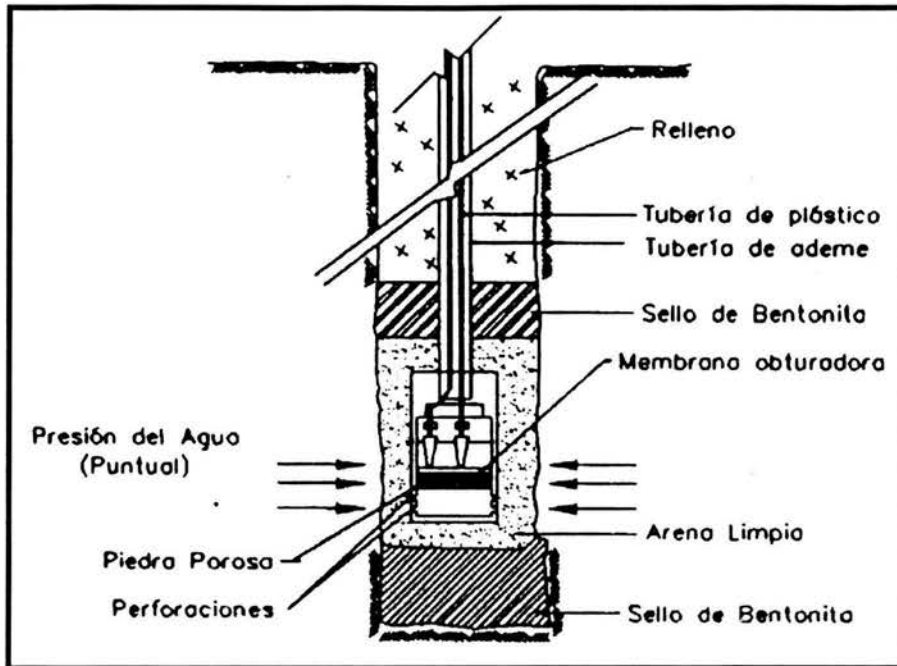


Figura 4.2.4.1. Piezómetro tipo neumático

Piezómetros de cuerda vibrante. Son aparatos que utilizan un transductor de cuerda vibrante en los que un extremo está sujeto a una membrana metálica (Figura 4.2.4.3.). La presión del agua causa un cambio en la deflexión de la membrana, lo que provoca a su vez una modificación en la tensión de la cuerda que puede ser determinada al medir su frecuencia de vibración. Una desventaja de este tipo de transductor es la corrosión del alambre; sin embargo, este tipo de instrumentos son mejor adaptados para la obtención de datos confiables de gran precisión a corto plazo que a largo plazo.¹⁶

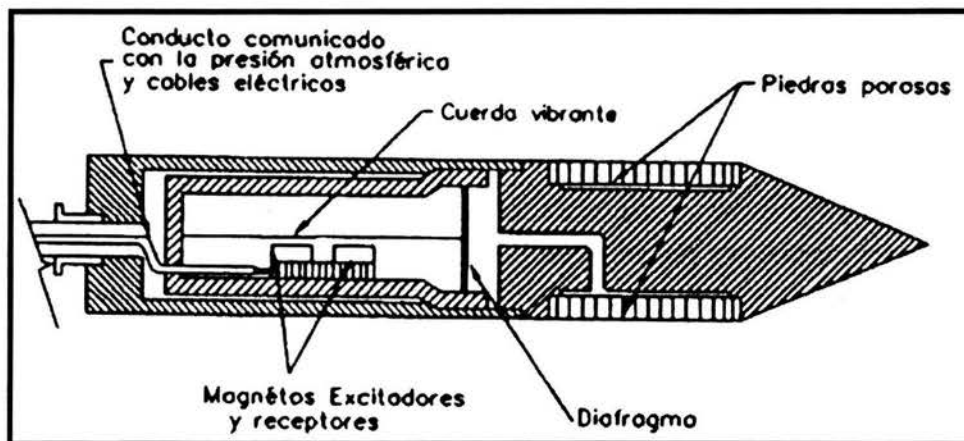


Figura 4.2.4.3. Piezómetro de cuerda vibrante

¹⁶ CHÁVEZ, Luis. Op. Cit.

Piezómetros de resistencia eléctrica. Estos aparatos utilizan un transductor de resistencia como un strain gage ligado a un diafragma flexible. Su utilización implica verificaciones del cero y calibraciones periódicas, pero este tipo de piezómetros es el único capaz de medir las presiones de poro que varían con alta frecuencia dinámica, tal como ocurre en sismos. Además, debe recordarse que todos los piezómetros de tipo eléctrico son preferibles cuando se requiere un sistema automatizado de medición.

Piezómetro electro-neumático múltiple. Permite medir directamente las presiones actuantes en un punto dado. Su principio de funcionamiento consiste en aislar el punto de medición mediante empaques o tapones de cemento, en cada punto de medición se coloca un sensor que contiene dos cámaras separadas por una lámina de acero inoxidable muy delgada. Una de ellas está en contacto con el agua proveniente de la roca. La presión del agua provoca una deformación a la membrana, la cual en su parte posterior tiene un borde eléctrico que hace contacto con otro muy próximo, cerrando un circuito que provoca que se encienda un foco en la superficie, posteriormente se aplica una presión de aire en la otra cámara hasta lograr que la membrana se recupere y se abra el circuito, en ese momento, se llega a la presión de equilibrio y se conoce la presión del agua en este punto.¹⁷

4.2.5. INSTRUMENTOS PARA MEDIR DESPLAZAMIENTOS

El objeto de observar la evolución de las deformaciones con el tiempo, radica en que todo proceso de inestabilidad se ve precedido de una aceleración gradual de las deformaciones en función del tiempo; estas deformaciones progresivas causan un fuerte abatimiento de la resistencia al corte en la superficie de falla.

La medición de movimientos en taludes está dirigida a conocer con precisión los desplazamientos horizontales, cambios de posición o dimensión, giros que pudieran dar lugar a la inestabilidad, formación de grietas, concentraciones de esfuerzos y otros comportamientos indeseables.

Para determinar las deformaciones se puede recurrir a las mediciones topográficas y a la utilización de extensómetros e inclinómetros así como a testigos o mojoneras de cemento o yeso.

Los sistemas topográficos convencionales utilizan puntos de referencia fijos colocados en diferentes puntos del talud y referidos a un punto fijo fuera de la zona de deslizamiento. Periódicamente se miden las coordenadas de cada punto con aparatos topográficos de alta precisión situados a distancia y fuera de la zona inestable y por medio de triangulaciones se obtienen las componentes del movimiento.¹⁸

¹⁷ RABAGO, Armando M, et al. Op. Cit.

En la actualidad es común la utilización de aparatos electrónicos para medir distancias, que funcionan por reflexión de un haz de rayos láser que se reflejan en el punto a medir, regresando al aparato que automáticamente calcula la distancia entre éste y el punto fijo de medición.

La medición directa de deformaciones puede hacerse en la superficie o en el interior del macizo rocoso mediante extensómetros y/o inclinómetros, testigos o mojoneras, péndulos y por métodos topográficos.

Los *extensómetros* miden deformaciones longitudinales entre dos puntos de referencia y pueden colocarse sobre la superficie o al interior de barrenos o de excavaciones. Un punto fijo debe colocarse fuera del bloque inestable y otro sobre o dentro del mismo, por lo cual este tipo de aparatos es utilizado cuando ya han sido determinadas las fronteras de la masa de roca inestable (Figura 4.2.5.1.).

La medición de deformaciones (Figura 4.2.5.2.) puede hacerse mecánica o electrónicamente y puede alcanzar precisiones hasta de 0.01 mm.¹⁸

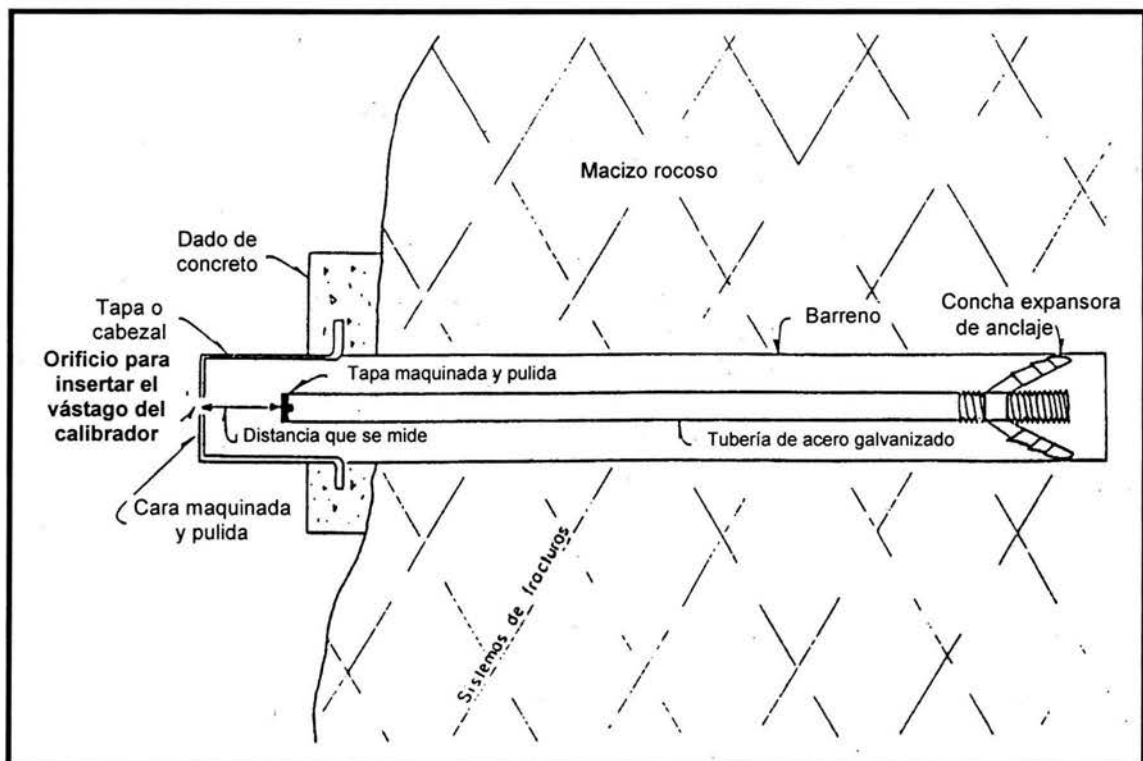


Figura 4.2.5.1. Extensómetro de barra

¹⁸ RABAGO, Armando M, et al. Op. Cit.

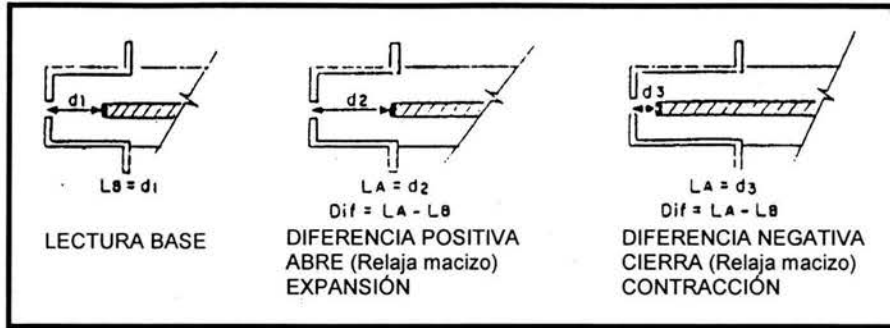


Figura 4.2.5.2. Lectura del extensómetro de barra

Los *inclinómetros* son aparatos que se utilizan en perforaciones verticales y miden deformaciones transversales a lo largo de todo el barreno (Figura 4.2.5.3.). El fondo de la perforación debe quedar por debajo de la superficie de falla supuesta, con el propósito de que la masa de roca no movilizada por la falla sirva de referencia fija.¹⁹

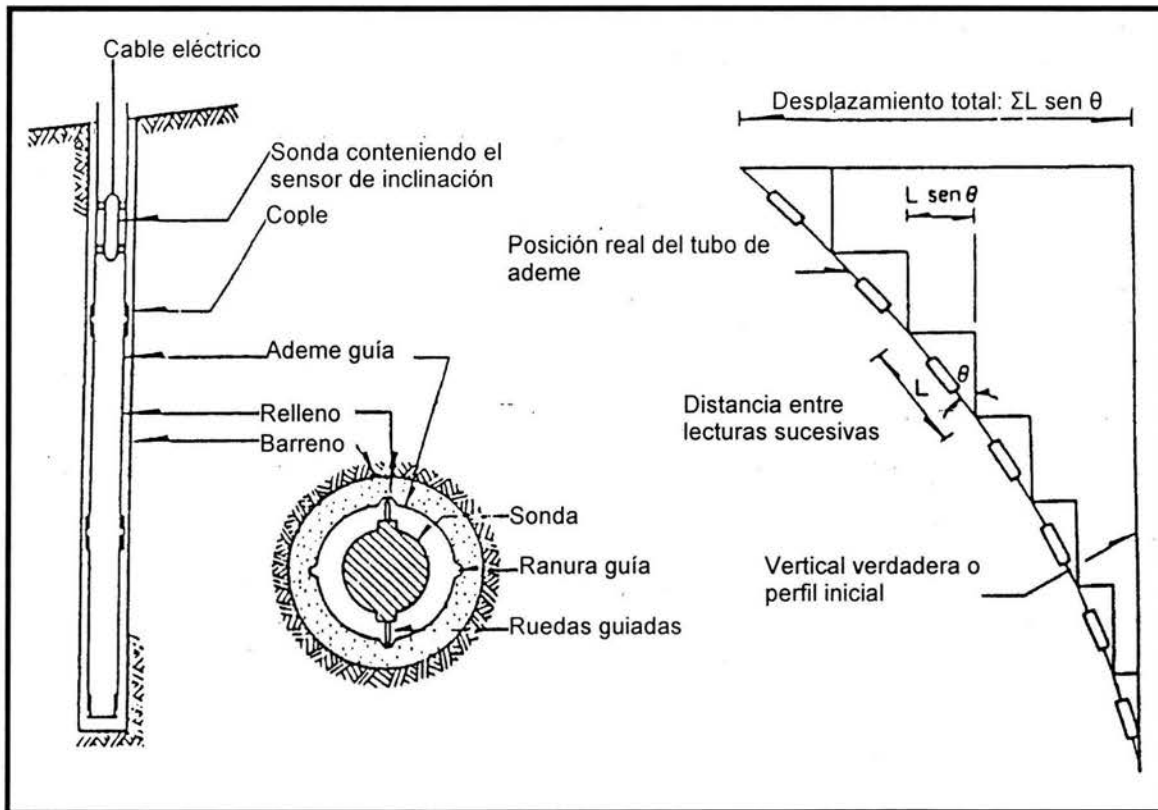


Figura 4.2.5.3. Principio de operación del inclinómetro

El equipo consta de una sonda o torpedo que tiene en el exterior una guía de aluminio, plástico, fibra de vidrio o acero y en el interior un transductor como acelerómetro de balanza de fuerza, de cuerda vibrante, de nivel electrolítico, de

¹⁹ RABAGO, Armando M, et al. Op. Cit.

strain gages y de resistencia variable. La sonda se baja a diferentes profundidades en el interior de una camisa metálica o tubo guía de aluminio o de plástico. La señal eléctrica llega a un receptor digital y a cada lectura obtenida en este receptor corresponde una cierta deformación lineal. La relación entre la lectura del receptor y la deformación lineal es previamente obtenida mediante la calibración del equipo. Los equipos convencionales pueden llegar a tener una precisión del orden de 0.1 mm. También es posible realizar mediciones en tuberías horizontales o inclinadas, adaptando la posición de los transductores dentro de la sonda.

Las diferencias entre un sondeo y el inicial o base definen el cambio en la geometría de la tubería y, por consiguiente, los desplazamientos.

Los *testigos o mojoneras* son de yeso o de cemento y se colocan en grietas o fracturas que puedan delimitar bloques inestables locales o de grandes dimensiones. Al desplazar una de las caras de la fractura el testigo falla por tensión o cortante. La dirección del movimiento puede medirse si previamente se coloca una marca de referencia orientada. La magnitud se conoce por medición directa dando un valor aproximado.²⁰

Los *péndulos* directos o invertidos se utilizan para medir desplazamientos horizontales donde se requiere gran exactitud. Los directos están formados por un alambre fijo en el extremo superior y ligado a un contrapeso en el inferior amortiguado en un tanque con aceite. El invertido está fijo en su parte inferior y ligado a un flotador en la superior para mantener el alambre en tensión constante; estos permiten obtener deformaciones absolutas ya que generalmente están anclados en puntos fijos bajo la superficie del terreno, mientras que con los directos se tienen desplazamientos relativos. La medición se realiza al determinar la posición del alambre del péndulo mediante escalas graduadas.²¹

4.2.6. MEDIDORES DE GRIETAS

Para la medición de grietas y fisuras se utilizan los extensómetros de superficie, que son aparatos que permiten medir el cambio en la distancia entre dos puntos situados en la superficie del terreno. Estas mediciones pueden proporcionar información concerniente al comportamiento en profundidad y son indicativas de la movilidad del talud.

Las grietas se pueden medir con escala graduada, calibrador vernier, cinta de topógrafo, micrómetro y con deflectómetros. También es posible utilizar extensómetros eléctricos a base de transductores de resistencia o de cuerda

²⁰ RABAGO, Armando M, et al. Op. Cit.

²¹ CHÁVEZ, Luis. Op. Cit.

vibrante. Estos aparatos pueden dividirse en dos categorías: medidores de juntas o grietas y medidores fijos.

Los extensómetros portátiles se emplean para medir manualmente los cambios de pequeña magnitud en las dimensiones de la grieta o fisura, para lo cual se colocan puntos de referencia permanentes en los extremos opuestos de la grieta que se van a medir y el extensómetro se acopla a dichos pernos en el momento de la lectura (Figura 4.2.6.1.). En general, los extensómetros portátiles tienen una gran exactitud (hasta 0.001 mm).²²

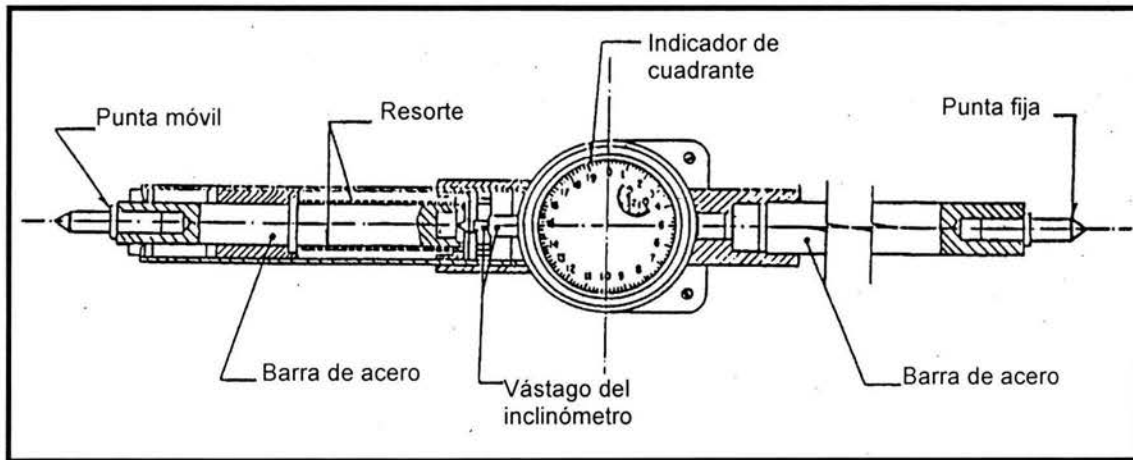


Figura 4.2.6.1. Calibrador extensométrico

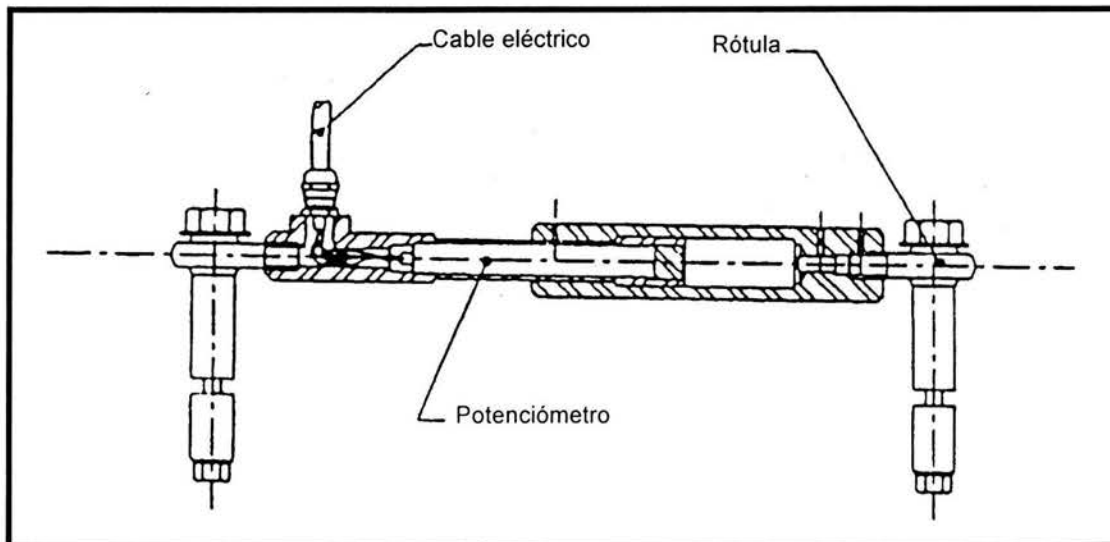


Figura 4.2.6.2. Medidor de grietas fijo

²² RABAGO, Armando M, et al. Op. Cit.

Los medidores fijos son extensómetros de barras telescópicas, de cinta o de alambre, donde el sensor se coloca en la parte considerada fija del terreno y un ancla en la parte considerada móvil, en donde se fija la cinta o el alambre (Figura 4.2.6.2.). En este caso los aparatos permiten un intervalo de medición mayor aunque se reduce su exactitud. Los sensores pueden ser eléctricos y automatizar las mediciones, inclusive es factible instalar un sistema de alarmas para activarse en caso de que la abertura de la grieta instrumentada exceda un valor definido como crítico por el ingeniero responsable.²³

²³ RABAGO, Armando M, et al. Op. Cit.

CAPÍTULO 5

MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN PARA TALUDES EN ROCA



INTRODUCCIÓN

En la estabilidad de taludes en roca, y en general en todos los trabajos de ingeniería, se pueden alcanzar considerables economías cuando se toman las previsiones necesarias con el fin de evitar su falla.

El grado al cual son necesarias estas operaciones será valorado por las investigaciones previas que se realicen en el sitio. Generalmente es el terreno más débil el que tiene la mayor necesidad del tratamiento o de soporte y la dificultad de recuperar muestras representativas, especialmente las que se toman a gran profundidad, pues no permiten hacer una valoración adecuada de su naturaleza. Por lo tanto, es importante asegurar que los programas de perforación y muestreo informen sobre las demoras en el progreso de trabajo creadas por la debilidad del terreno. De esta manera, debe hacerse un registro de los horizontes de los cuales no es posible la recuperación de muestras o de los niveles en los que los pozos de perforación colapsan o las profundidades a las que el fluido de perforación pudiera escapar; esta información implica que estas zonas del terreno se deberán tratar y soportar.

La estructura y la mineralogía de las rocas impone un límite sobre el mejoramiento que pueda lograrse dentro de ellas por el tratamiento. Estos límites deben ser valorados utilizando pruebas especiales. Por ejemplo, se requiere una prueba de inyección para valorar el ritmo máximo al cual puede ser inyectada una lechada de cemento hacia el interior del terreno; también son necesarias pruebas posteriores que revelen la presión máxima que se puede aplicar para llevar a cabo este ritmo de inyección que evite que la roca circundante falle. Otro tipo de prueba que puede ser necesario es el valorar la magnitud del soporte que requiere un talud, como la determinación de rumbo y echado de superficies de roca que no afloran para ser cartografiadas, la información obtenida se utiliza en la valoración del soporte requerido para asegurar la estabilidad de un corte en roca.¹

Como ha sido mencionado anteriormente, la disposición de las grietas y el tipo de relleno de las mismas son los factores más significativos a considerar en la estabilidad de los taludes, por lo que en ocasiones, además de dar algún tratamiento a estas discontinuidades, se requiere complementar este tratamiento con anclas, a fin de transferir los esfuerzos al interior del macizo rocoso y así se aumenta la capacidad de la roca para resistir esfuerzos cortantes; en otros casos, es suficiente proteger la superficie de la acción de agentes exteriores (humedad y temperatura), con revestimiento vegetal, concreto o mampostería o encausar el agua de lluvia por medio de cunetas, lavaderos y contracunetas.²

¹ BLYTH, F. G., DE FREITAS, M. H. **Geología para Ingenieros**. Edt. CECSA. México. 2ª Reimpresión, 1995.

² MARSAL, Raúl J., RESENDIZ, Daniel N. **Presas de Tierra y Enrocamiento**. Edt. Limusa. México. 1ª Edición, 1979.

Para diseñar y aplicar las medidas de estabilización es necesario conocer lo siguiente:

- Las propiedades y el comportamiento geomecánico del terreno.
- El mecanismo y tipología de las roturas, incluyendo la velocidad y dirección del movimiento y la geometría de la rotura.
- Los factores geológicos, hidrogeológicos y de otro tipo que influyen en la inestabilidad y, por tanto, las medidas más adecuadas para la estabilización, siendo de especial importancia los datos referentes a la situación de los niveles freáticos, presiones de agua y permeabilidad de los materiales.

Para esto es necesario, además de los estudios y pruebas previos, el conocimiento de los factores ambientales y los relacionados con la acción humana.

Para el diseño de las medidas de estabilización se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Los medios económicos y materiales disponibles.
- La urgencia de inversión.
- La magnitud y dimensiones de la inestabilidad.

El aumento del factor de seguridad de un talud se consigue disminuyendo las fuerzas desestabilizadoras que tienden a la rotura o aumentando las fuerzas estabilizadoras. En todos los casos las acciones tomadas afectan a los factores que controlan básicamente el equilibrio del talud: el peso de los materiales, sus propiedades resistentes y el agua. Estos conceptos elementales deben tenerse siempre presentes y aplicarlos correctamente. Por ejemplo, la eliminación del peso en la corona del talud es siempre buena para la estabilidad, pero si es eliminado un volumen menor al 5%, la repercusión sobre el coeficiente de seguridad es prácticamente nula. Cuando se refuerza el pie de un talud con un muro de gaviones, por ejemplo, éste debe estar cimentado adecuadamente, para poder desarrollar su resistencia en la base; no es recomendable excavar zanjas o cunetas profundas por delante del pie de un muro de contención, ya que se impide el desarrollo de un empuje pasivo.

El factor de seguridad adecuado para un talud permanente puede ser un valor de 1.5 (que puede ser de 1.3 en taludes provisionales), sin embargo, en la corrección de un talud inestable se parte de un valor menor de 1.0 y puede ser suficiente alcanzar un valor de 1.2 ó 1.25, salvo que se trate de excavaciones que obliguen a valores superiores.³

Es conveniente, antes de corregir una estabilidad, realizar un análisis *a posteriori*, lo que permite obtener el orden de magnitud de los parámetros

³ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. *Ingeniería Geológica*. Edt. Prentice Hall. España, 2002.

geotécnicos reales y deducir la posición del nivel freático que originó la inestabilidad, dentro de una incertidumbre que puede ser muy pequeña si se conoce el tipo de formación geológica, la geometría, algunos datos geotécnicos, etc. Este análisis debe hacerse tanteando valores de la cohesión y del rozamiento, geometría de la superficie de rotura, condiciones hidrogeológicas en que tuvo lugar la rotura, etc., para un factor de seguridad F.S. ≈ 1.0 . En el siguiente paso se realizan nuevos análisis aplicando las posibles soluciones (cambios de geometría, abatimiento del nivel freático, elementos resistentes, etc.) hasta conseguir el factor de seguridad requerido, siempre tomando en cuenta la influencia de la actividad sísmica si la zona lo amerita.⁴

Los métodos que se mencionarán en este capítulo son básicamente preventivos y son utilizados para la protección de la cara del talud contra la erosión, dar apoyo a bloques y disminuir las fuerzas motoras actuantes y/o aumentar las fuerzas resistentes.

Si el factor de seguridad obtenido en el análisis de estabilidad resulta ser menor a la unidad, debe ser utilizado cualquiera de los métodos en el cálculo en forma independiente o conjunta y evaluar qué combinación resulta más eficaz y económica.⁵

5.1. DRENAJE

Las medidas de drenaje tienen por finalidad eliminar o disminuir el agua presente en el talud y, por tanto, las presiones intersticiales que actúan como factor desestabilizador en las superficies de falla y grietas de tensión. Además, el agua reduce las propiedades resistentes en determinados tipos de materiales. Estas medidas son, generalmente, las más efectivas, ya que el agua es el principal agente que desencadena los problemas de inestabilidad de taludes, aumentando el peso de la masa inestable, elevando el nivel freático y las presiones intersticiales, creando empujes hidrostáticos, reblandeciendo el terreno, erosionando el pie del talud, etc.

El drenaje puede ser superficial, mediante zanjas de drenaje y canalizaciones, o profundo, mediante drenes horizontales, pozos o drenes verticales, galerías y pantallas drenantes.

Los drenajes superficiales evitan que las aguas producto del escurrimiento se infiltren en el talud o penetren a favor de discontinuidades y grietas, dando lugar a la elevación del nivel freático, a la aparición de presiones intersticiales y a la saturación de la roca. Evitan, asimismo, los efectos erosivos de las aguas de escorrentía y el lavado de discontinuidades. Este tipo de medidas, más que estabilizadoras, son preventivas.⁴

⁴ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op.Cit.

⁵ RABAGO, Armando M, et al. **Curso Mariano Ruiz Vázquez "Estabilidad de Taludes"**. Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas. México, 1997.

Las medidas deben ser diseñadas para evitar la llegada y acumulación de agua en el talud, sobre todo en la zona de cabecera y, en el caso de taludes escalonados, en las bermas, ya que es frecuente que se produzcan encharcamientos en las épocas de lluvia en estas zonas planas.

El agua que escurre se canaliza y evacua mediante zanjas o cunetas, que se suelen situar en la cabecera y los laterales del talud, y cuya sección y características deben ser calculadas en base a los caudales que desalojarán.⁶

El agua superficial se hace más perjudicial en la parte alta del talud, sobre todo cuando se acumula en dicha zona. Las contracunetas son canales impermeabilizados que se ubican en la zona alta del talud, detrás de la corona, rodeándola completamente para impedir el paso del agua por el talud.

Las bermas, que mencionaremos más adelante, se pueden construir combinadas con zanjas de drenaje así, aparte de la estabilización del talud por medidas geométricas, se suma la corrección por drenaje.⁷

El agua subterránea puede ser controlada ya sea excluyéndola del talud o extrayéndola de su interior y alrededor del mismo.

Este drenaje es la extracción de agua con el fin de reducir su flujo en el interior de la roca o para disminuir la presión que produce.

Los drenajes profundos tienen como finalidad deprimir el nivel freático y evacuar el agua del interior del talud, siendo una solución frecuente en taludes rocosos con problemas de inestabilidad.

En el diseño de las medidas de drenaje profundas deben considerarse los siguientes aspectos:

- La permeabilidad y características hidrogeológicas de los materiales, los caudales a drenar y el radio de acción del elemento drenante.
- Las perforaciones deben alcanzar las cotas a las que se encuentra el agua y, en su caso, profundizar hasta las cotas a las que se requiere rebajar el nivel freático.
- Dependiendo de su ubicación y profundidad, los elementos drenantes pueden quedar rotos o inutilizados si hay movimientos en el talud, y causar los efectos contrarios a los pretendidos, introduciendo agua en la superficie de falla o en la masa inestable.⁶

Los drenes horizontales tienen un diámetro de 100 a 150 mm, y pueden alcanzar longitudes de 30 a 40; son muy efectivos para la evacuación del agua

⁶ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op.Cit.

⁷ MONTOYA, Velilla Juan David, et al. **Los Deslizamientos y su Relación con la Lluvia.** Universidad Nacional de Colombia. Medellín, 2002.

de la zona del pie del talud. Los pozos verticales tienen un diámetro de 30 a 150 cm o superior, y pueden drenar el agua mediante bombas introducidas en su interior, que se ponen en funcionamiento cuando el agua alcanza una determinada cota dentro del pozo. Las galerías drenantes excavadas en el interior de los macizos, son de gran eficacia pero de costosa ejecución. Las pantallas drenantes formadas por pozos verticales de gran diámetro, comunicados entre sí por perforaciones horizontales que se ejecutan desde su interior, son una técnica utilizada en la estabilización de taludes excavados o laderas naturales en suelos o rocas. En la Figura 5.1. se muestran algunas medidas de drenaje así como su eficacia.⁸

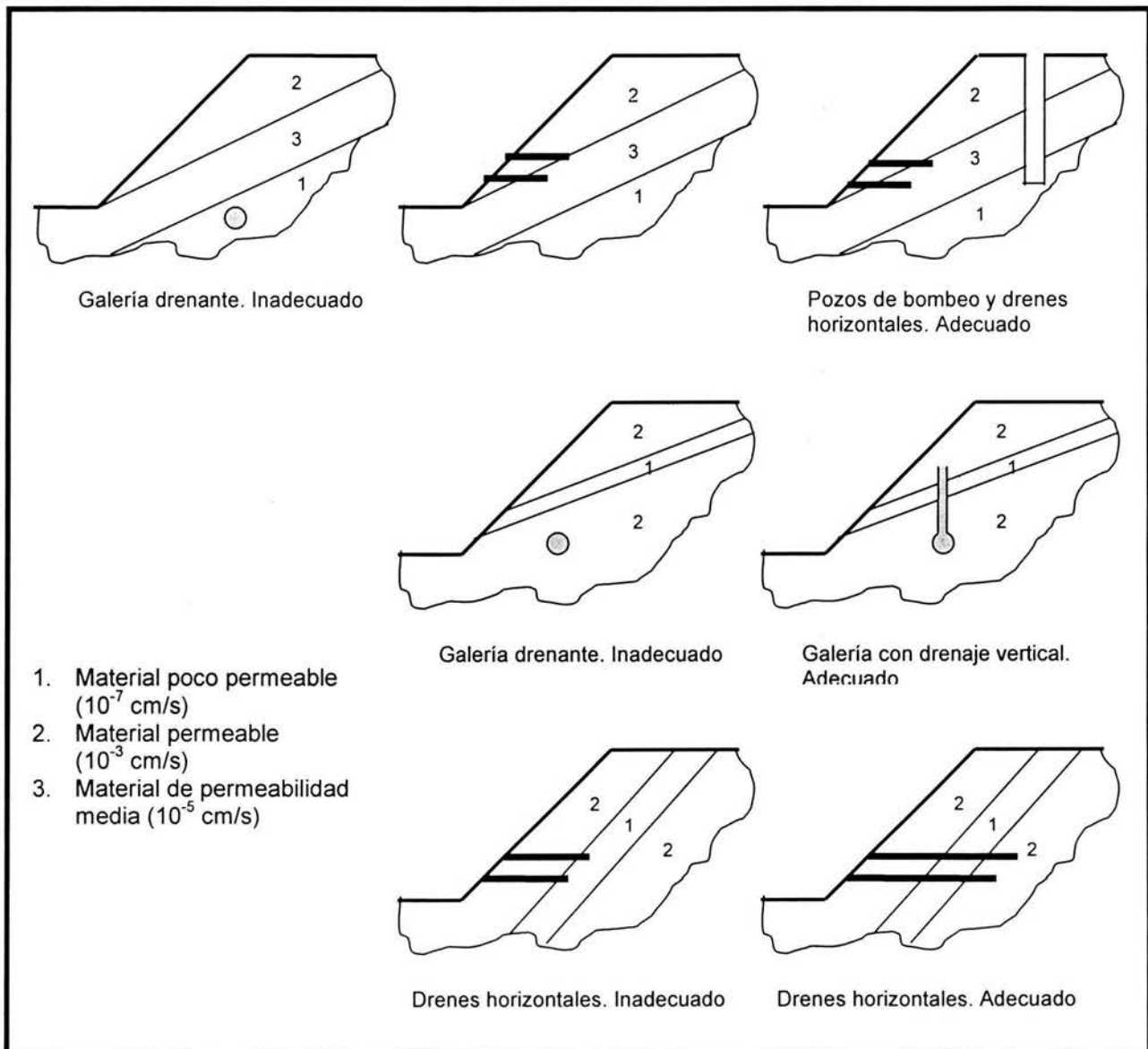


Figura 5.1. Disposición y eficacia de los sistemas de drenaje de un talud

⁸ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op.Cit.

Los drenes horizontales son utilizados en taludes de poca altura y su facilidad de instalación permite aumentos del factor de seguridad de los taludes en lapsos cortos de tiempo.

Las galerías drenantes son perforaciones paralelas al talud, de gran diámetro, a bastante distancia de su superficie. Son utilizadas en taludes de gran altura. Su capacidad es mucho mayor que los drenes verticales y su objetivo principal es disminuir las presiones neutrales en el suelo y controlar las corrientes subterráneas.

Las perforaciones verticales de diámetros pequeños localizadas en la corona del talud sirven para extraer el caudal de agua mediante bombeo. Este tipo de medida de drenaje es muy utilizado durante la construcción de taludes con carácter temporal debido a los altos costos que puede traer a largo plazo el mantener la estabilidad de una obra mediante el bombeo. Su labor principal consiste en aliviar las presiones neutrales, sobre todo cuando se trata de acuíferos confinados.⁹

También es posible utilizar la electroósmosis, fenómeno por el cual se provoca que algunas rocas expulsen el agua de poro cuando una corriente eléctrica es conducida a través de ellas. Algunas veces se utiliza como una técnica especial para reducir las presiones del agua subterránea en sedimentos de grano fino y baja permeabilidad. La eficiencia del método decrece con la disminución en el contenido de humedad de la roca y un incremento en la cantidad de electrolito libre en el agua de poro. También influye la actividad del mineral de arcilla, por lo que este método tiende a trabajar de una mejor manera en los limos que en las arcillas.

En el caso de roca fracturada, las discontinuidades proporcionan una permeabilidad que le permite drenar hacia zanjas, pozos, orificios de drenaje y socavones. La continuidad hidráulica de las fracturas es extremadamente sensible en lo que se refiere a su apertura y las juntas abiertas pueden transportar una cantidad considerable de agua, por esto se deben de buscar las fracturas más grandes, debido a que desaguarían una cantidad importante de fracturas más pequeñas en continuidad hidráulica con ellas, y así se efectuaría un desagüe global de la masa de roca. Esta acción puede crear una respuesta aparentemente casual para la ejecución de los orificios de drenaje perforados en el talud. Los orificios de drenaje que intersecan muchas familias de juntas producirán más agua que aquellas cuya orientación sea paralela a dicha familia. Algunas fracturas pueden estar llenas con arcilla y material similar, los cuales evitan la conducción del agua, pero sólo por un determinado tiempo durante el cual el terreno se erosiona por el flujo de agua. Esto pudiese ocurrir en el terreno que circunda al corte en un talud hecho recientemente si el cambio en el esfuerzo dentro de él causa que las fracturas llenas con arcilla se abran.¹⁰

⁹ MONTOYA, Velilla Juan David, et al. Op. Cit.

¹⁰ BLYTH, F. G., DE FREITAS, M. H. Op. Cit.

Es importante mencionar que en el caso de que exista una grieta de tensión, el agua que se acumule en su interior debe ser drenada hacia el exterior del talud y, si es necesario, se colocará una contracuneta para canalizar el agua superficial evitando que penetre en dicha grieta.¹¹

5.2. ANCLAJE

El propósito de la instalación de anclas en el talud es evitar que se vuelva inestable; son cables largos, los cuales se anclan a zonas estables del macizo una vez cementados en su perforación y pueden soportar una carga considerable.

La geología estructural del terreno alrededor de una excavación, debe conocerse con el fin de determinar la inclinación de las anclas que proporcionan la fuerza resultante más deseable sobre la superficie de la roca cuya resistencia a la fricción puede ser aumentada. La disposición de las fracturas también definirá el tamaño de los bloques que necesitan del soporte.

La resistencia de la roca limita la carga que puede soportar el terreno alrededor de la longitud anclada y bajo su placa de sujeción. La ruptura lenta de la roca aminorará gradualmente el soporte que le fue proporcionado. Esta resistencia puede ser incrementada con la utilización de anclas con el fin de crear una zona de compresión en la cual las fracturas y la estratificación se presionan juntas, de tal manera que la resistencia friccional de sus superficies sea aumentada lo suficiente para proporcionar condiciones de estabilidad.

Las juntas rellenas con arcilla y las fracturas que contienen material suave intemperizado se deformarán bajo la carga impuesta; tal deformación retarda la tensión interna del soporte. El flujo del agua subterránea, capaz de erosionar el relleno de estas discontinuidades, agrava esta condición. A causa de que el agua ablanda la roca débil, especialmente en areniscas ligeramente cementadas, a la vez que erosiona las fracturas llenas con arcilla, su uso como fluido de perforación debe evitarse cuando se perfore la cavidad que alojará al ancla.¹²

La ecuación presentada en la página 69 de esta tesis permite obtener la fuerza total que deberán tener las anclas para producir un determinado coeficiente de seguridad, la fuerza obtenida podría aplicarse con un solo elemento resistente o entre varios distribuidos en el frente del talud. La magnitud de la fuerza necesaria varía según su orientación con respecto al plano de discontinuidad.¹³

¹¹ **Manual de Diseño de Obras Civiles.** Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas. México, 1981.

¹² BLYTH, F. G., DE FREITAS, M. H. Op. Cit.

¹³ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op.Cit.

En función de su forma de trabajo, los anclajes se clasifican en pasivos (comienza a trabajar cuando se produce el movimiento del bloque o del terreno), activos (el anclaje se tensa tras su instalación hasta su carga admisible) y mixtos (se tensa con una carga inferior a la carga admisible). Sus longitudes suelen ser de varias decenas de metros, dependiendo de la superficie de deslizamiento más probable, y su capacidad de carga puede estar entre 60 y 120 toneladas por anclaje; la fuerza de anclaje se calcula para alcanzar un coeficiente de seguridad adecuado. Los anclajes se emplean frecuentemente en taludes rocosos fracturados como medida muy efectiva para estabilizar masas o bloques deslizantes; sus cabezas pueden unirse en la superficie con vigas de concreto, de forma que trabajen en conjunto distribuyendo las fuerzas estabilizadoras más uniformemente sobre el talud. En el caso de macizos rocosos de baja resistencia afectados por una inestabilidad general, se suele ejecutar un muro de concreto armado en el talud, en el que se colocan las cabezas de los anclajes, con lo que se consigue repartir las fuerzas que transmiten estos elementos al terreno.¹⁴

En la Figura 5.2. se muestra el esquema de las partes con que debe de contar un anclaje .

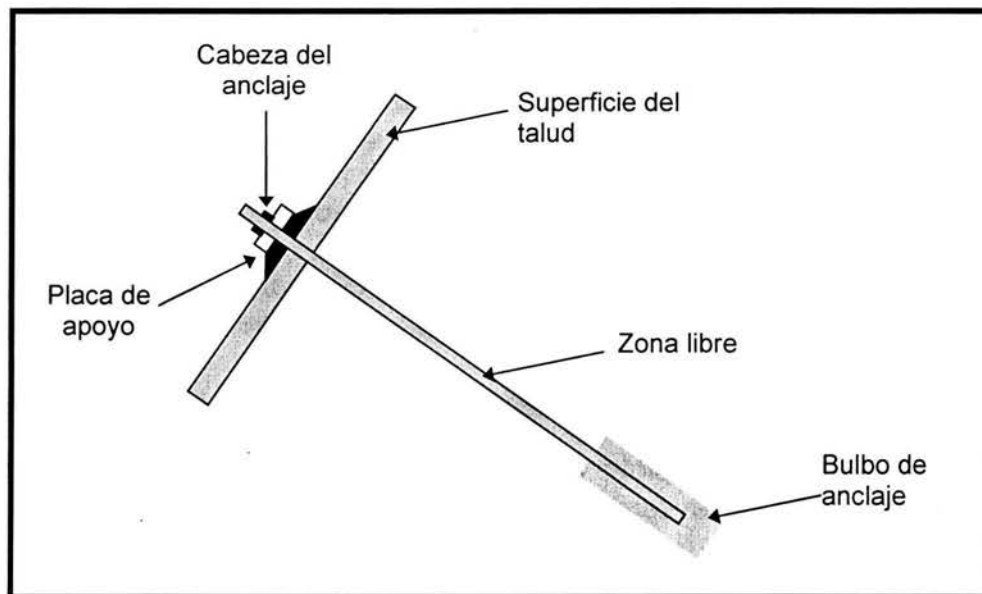


Figura 5.2. Esquema de un anclaje

La fuerza que proporcionan las anclas puede ser considerada en dos componentes; uno, normal al plano de deslizamiento, que aumenta la resistencia por fricción y otro, paralelo a dicho plano, que se resta a las fuerzas actuantes.¹⁵

¹⁴ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op.Cit.

¹⁵ Manual de Diseño de Obras Civiles. Op. Cit.

Cabe destacar que la tensión que se dará al ancla estará compuesta por una fuerza que se oponga directamente al deslizamiento y otra que incremente las tensiones normales en la superficie de falla.

5.3. ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Puesto que no es posible realizar una excavación con talud vertical en roca débil, en estos casos se puede construir un muro de retención antes de comenzar la excavación, de tal manera que ésta ocurra sin que el terreno pierda su estabilidad. El muro se construye excavando una trinchera que posteriormente se rellena de concreto hasta una profundidad determinada que siempre es más grande que la profundidad de la excavación propuesta, con el fin de lograr un anclaje de este muro en el macizo rocoso. La estructura resultante forma un voladizo o cantiliver que retiene el terreno adyacente a la excavación: puede ser autoestable o también soportada por anclas.

Es importante que la litología del talud se establezca con detalle, así como la presencia de horizontes débiles y láminas. El material encontrado en un pozo de exploración no necesariamente tiene que encontrarse en todo el emplazamiento, por lo tanto, el macizo rocoso, en la parte frontal del muro, tendrá que investigarse, así como el terreno detrás del mismo.¹⁶

La construcción de muros se emplea para reforzar la zona de pie de los taludes, evitando, además, la disgregación en esta zona crítica frente a la estabilidad. Estos elementos presentan el inconveniente de que, como se dijo, hay que excavar el pie del talud para su construcción, lo que favorece la inestabilidad, y no evitan posibles deslizamientos a favor de superficies de falla por encima o por debajo del muro. Como estructuras de retención se construyen separados del pie del talud, relleno posteriormente el espacio entre el muro y el macizo rocoso.

Los diferentes tipos de muros presentan una serie de características que los hacen adecuados para diferentes casos de estabilización, según se requieran muros flexibles o rígidos, se quiera detener un movimiento o aportar una resistencia adicional. Los muros de gaviones son muros flexibles que consisten en rellenos de fragmentos rocosos contenidos en una malla de acero, trabajan por gravedad y pueden ser construidos con escalonamiento hacia el exterior o el interior del talud; tienen la ventaja de permitir la circulación del agua procedente del interior de la roca. Los muros pantalla, mencionados anteriormente, son elementos de concreto armado construidos *in situ*, en zanjas excavadas por debajo de la superficie del terreno, cuya acción estabilizadora se logra con la continuidad del elemento.¹⁷

¹⁶ BLYTH, F. G., DE FREITAS, M. H. Op. Cit.

¹⁷ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op.Cit.

Otro tipo de muros son los de tierra armada, formados por un paramento exterior prefabricado de concreto y un relleno de suelo, reforzado mediante bandas o tirantes de metal o de material sintético, que se anclan al paramento y al talud. Los muros anclados son muros reforzados con anclajes para mejorar la resistencia al volteo o deslizamiento de la estructura.

El drenaje, que ya fue mencionado con anterioridad, es un aspecto que debe ser considerado en la construcción de muros, ya que se puede producir la saturación del terreno detrás de ellos, generando elevadas presiones intersticiales y empujes sobre la estructura. En los muros de gaviones, el drenaje se produce en forma natural al ser estructuras muy permeables, pero en el caso de muros de concreto deben construirse los drenajes adecuados que aseguren la salida del agua acumulada.

En la práctica se combinan varios métodos de estabilización simultáneamente. Dado que el agua es el principal agente desestabilizador en los taludes, es normal (y debería ser una regla) que cualquier solución lleve consigo la construcción de contracunetas que capten el agua que escurre por encima del talud, así como cunetas impermeables de drenaje en bermas y al pie del talud.¹⁸

El costo de este tipo de solución es muy alto, ya que lleva con frecuencia a muros muy altos que han de enterrarse mucho en el terreno y no incrementarán de forma sustancial la resistencia al deslizamiento del conjunto; si las fuerzas que tienden a producir la falla exceden en poca magnitud a las fuerzas resistentes, la construcción del muro puede ser apropiada, pero si el desequilibrio es fuerte, lo más probable es que el muro no baste para crear la seguridad que se requiere.¹⁹

Los muros masivos rígidos como los de concreto, no permiten deformaciones importantes sin romperse. Actúan como una masa densa y concentrada que contiene una masa relativamente inestable, en cambio los masivos flexibles, como los de gaviones, se adaptan a los movimientos y su efectividad depende de su capacidad para soportar las deformaciones sin colapsar. Son diseñados, generalmente, para resistir presiones activas.

5.4. RECUBRIMIENTO DE TALUDES

El recubrimiento en taludes está encaminado a¹⁸:

- Eliminar los problemas de caídos de roca.
- Aumentar la seguridad del talud frente a roturas superficiales.

¹⁸ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op.Cit.

¹⁹ RODRÍGUEZ, Rico Alfonso, DEL CASTILLO, Hermilio. **La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres**. Volumen 1. Edt. Limusa. México. Tercera reimpresión, 1981.

- Evitar o reducir la erosión y la meteorización en el frente del talud.
- Evitar la entrada de agua de escurrimiento.

Las acciones más frecuentes consisten en:

- Instalación de mallas metálicas.
- Concreto lanzado.
- Construcción de muros de revestimiento al pie del talud.
- Instalación de materiales geotextiles.
- Impermeabilización.

Es posible utilizar un recubrimiento de concreto lanzado en la superficie del talud, normalmente se lanzan varias capas con un espesor de 5 a 8 cm. Este concreto puede reforzarse mediante la fijación de una malla metálica al talud sobre la que se proyecta la mezcla. Para facilitar el drenaje se realizan perforaciones que atraviesan esta capa.²⁰

5.5. PERFILAMIENTO DE TALUDES

Mediante el perfilamiento o modificación de la geometría de los taludes se redistribuyen las fuerzas debidas al peso de los materiales, obteniéndose una nueva configuración más estable. Las acciones más frecuentes son las siguientes (Figura 5.5):

- Disminuir la inclinación del talud.
- Eliminar peso de la cabecera.
- Incrementar el peso en el pie (tacones o escolleras).
- Construir bermas (escalonar el talud).

La excavación de la cabecera del talud elimina peso de esta zona, reduciendo las fuerzas desestabilizadoras e incrementando así el factor de seguridad, además de que ésta es la zona en donde la superficie teórica de falla tiene su mayor inclinación.²⁰

La disminución del ángulo general del talud y la retirada del peso en su cabecera no siempre pueden llevarse a cabo por las dificultades de acceso a la parte superior del talud, los grandes volúmenes que a veces es necesario mover para que las medidas sean efectivas, el problema ambiental que supone el vertido del material excavado, la población en la zona de cabecera del talud, la presencia de instalaciones que impidan esta solución, etc. Por ello, los cambios de geometría consisten, principalmente, en aumentar el peso en el pie del talud, aunque esta solución implica ocupar mayor espacio en su base, donde el área disponible suele ser escasa. La construcción de *tacones* aumenta las tensiones normales sobre la superficie de falla, mejorando la estabilidad. Es recomendable

²⁰ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op.Cit.

que el relleno aplicado en el pie del talud sea de material drenante o, en su caso, construir un sistema de drenaje adecuado como ya se mencionó al principio de este capítulo; en caso contrario, su efecto estabilizador puede verse anulado por la acumulación de agua en la zona del pie del talud. Esta medida es aplicable en roca débil y puede efectuarse en combinación con excavaciones en la cabecera.

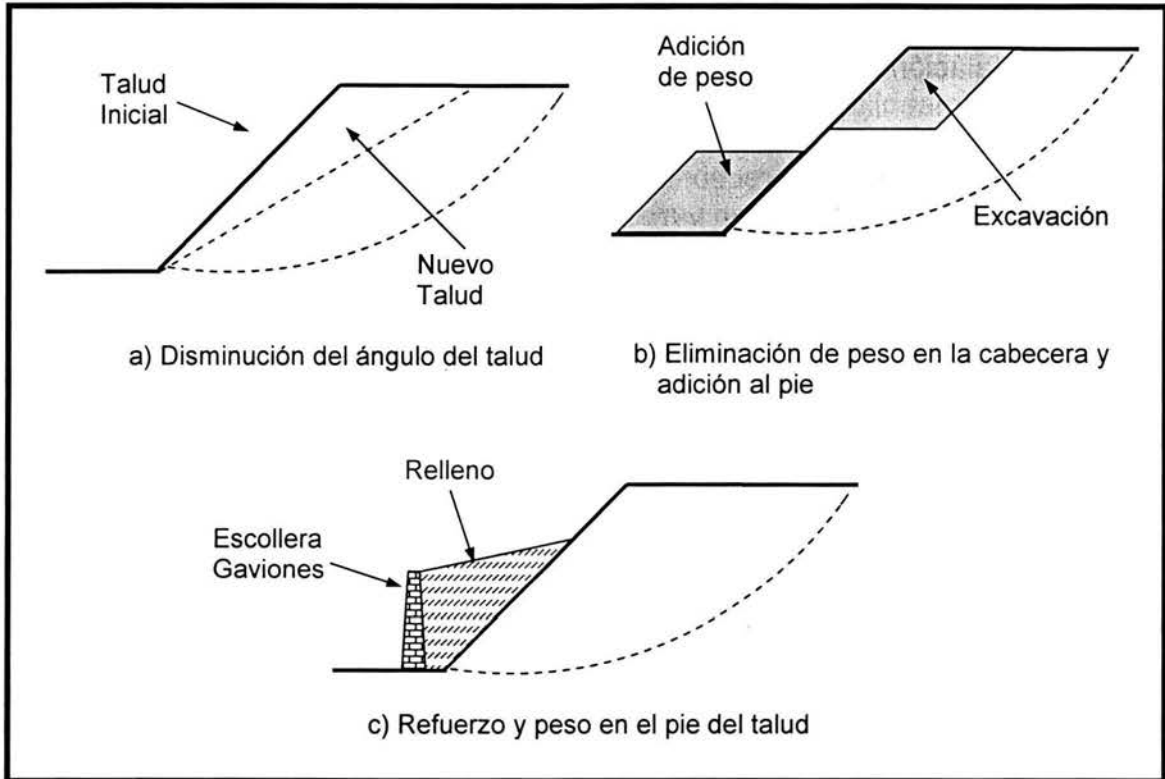


Figura 5.5. Algunos métodos para aumentar el factor de seguridad

Si el terreno en el pie del talud es resistente y la inestabilidad no es profunda, puede recurrirse a la construcción de un muro, bien cimentado, al pie del talud, relleno del espacio entre el muro y el talud, aportando un peso adicional en esta zona; este relleno, además, puede proteger al terreno natural de las acciones ambientales.

El escalonamiento del talud, con la construcción de bermas, contribuye a evitar que se produzcan roturas superficiales que afecten a todo el frente del talud, al cortarse los posibles planos de falla. Esta medida se debe decidir antes de excavar el talud; además las bermas sirven para retener bloques que se desprendan y roturas locales del talud, para instalación de medidas de drenaje y accesos para las obras de saneamiento y control del talud.²¹

²¹ GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. Op.Cit.

Al llevar a cabo bermas en un talud, éste queda dividido en varios taludes de comportamiento independiente, los cuales a su vez deben ser estables.²²

No se puede dar una regla que permita fijar *a priori* las dimensiones más convenientes para una berma en un caso dado. Su sección idónea habrá de calcularse por aproximaciones sucesivas, habiéndose fijado previamente un factor de seguridad deseable para el talud en cuestión. Una buena base para el inicio de los tanteos suele ser darle a la berma la mitad de la altura total del talud que se desea estabilizar.

Es importante, también, la función que pueden cumplir las bermas para proteger la cara del talud contra la erosión del agua superficial, pues reduce la velocidad ladera abajo y el gasto de escurrimiento. Para ello es preciso que los escalones estén adecuadamente conformados; la mayor parte de las veces basta con que el escalón tenga una ligera inclinación hacia el corte, pero en roca erosionable puede llegar a convenir que se invierta su inclinación, haciéndola hacia la ladera y construyendo una cuneta impermeable en esa parte interna, que garantice la rápida eliminación de las aguas.²³

Los bloques cuyo desprendimiento es inminente y su tamaño es reducido deben retirarse manualmente para garantizar la seguridad de las personas y del equipo que realiza los trabajos de estabilización.²⁴

Los correctivos anteriores, dependiendo de las dimensiones del talud, poseen ventajas y desventajas; su ventaja principal radica en que es una solución rápida, eficaz y permanente a la estabilidad, su desventaja está relacionada con los costos que la remoción de grandes masas de roca pueden implicar.²²

La mayor parte de los cortes en roca, utilizados en las vías terrestres, se proyectan sin ningún estudio previo de campo que incluya el muestreo y el programa de pruebas de laboratorio, sin los cuales no es posible pensar en un cálculo matemático detallado, además de que la gran heterogeneidad de las formaciones rocosas involucradas hace difícil la determinación de sus propiedades; esto hace que los cortes se proyecten en base al criterio del ingeniero responsable, auxiliado por el comportamiento de estructuras similares en la misma zona (cuando las hay), por las condiciones de las laderas naturales en la región y por los someros estudios exploratorios que se puedan haber hecho dentro del marco general del estudio geotécnico del sitio, por ello cada caso es particular y debe afrontarse en forma individual.

En la siguiente tabla se muestran recomendaciones de inclinación para cortes practicados en muy diversos materiales.²³

²² MONTOYA, Velilla Juan David, et al. Op. Cit.

²³ RODRÍGUEZ, Rico Alfonso, DEL CASTILLO, Hermilio. Op. Cit.

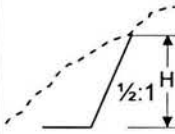
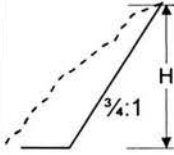
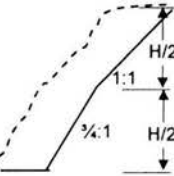
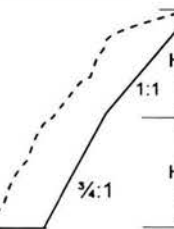
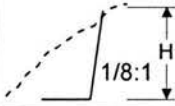
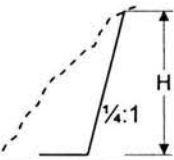
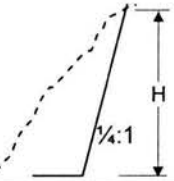
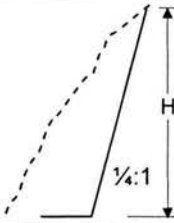
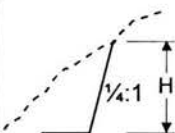
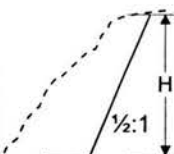
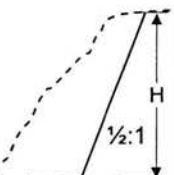
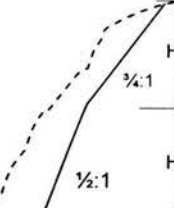
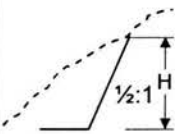
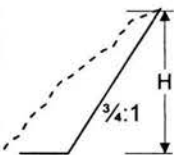
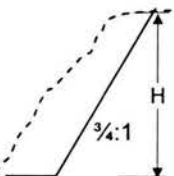
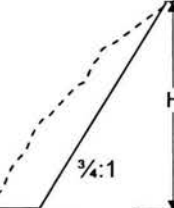
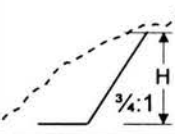
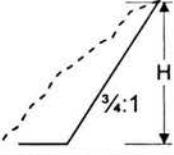
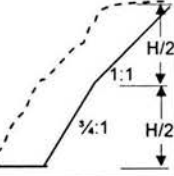
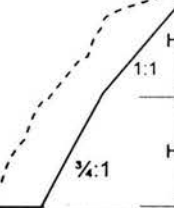
²⁴ RABAGO, Armando M, et al. Op. Cit.

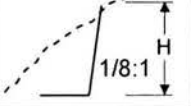
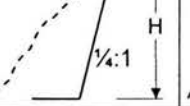
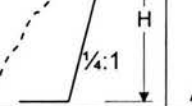
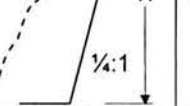
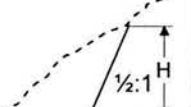
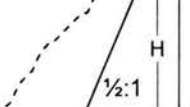
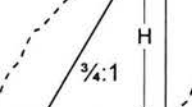
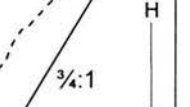
TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Granito sano y masivo					Descopetar a 1/2:1 la parte intemperizada si la hay.
Granito sano figurado en bloques					Amacizar taludes según la disposición de los bloques
Granito exfoliado, grandes bloques empacados en arena					No se considera recomendable la construcción de berma en el cambio de talud
Granito exfoliado, grandes bloques empacados en arcilla arenosa					Se recomienda que bajo el talud se prevea la caída de pequeños desprendimientos.
Granito totalmente intemperizado (tucuruquay)					Si el producto de la intemperización del granito es arena fina, limosa o arcillosa, se recomienda prever la caída de fragmentos.
Dioritas	Se recomienda tomar en cuenta las mismas observaciones que se hacen para los granitos, dependiendo del grado de intemperismo de la roca				
Andesita fisurada, sin alteración					Se recomienda amacizar siguiendo los planos de deslizamiento

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Andesita fracturada y poco alterada					Se puede construir berma de 4 m al cambiar el talud si la parte inferior del corte no contiene arcilla en las fracturas y éstas están cerradas.
Andesita fracturada y alterada					Se recomienda descopetar con talud 1:1 la parte superficial más alterada. Si existe flujo de agua deberá proyectarse un subdrenaje adecuado.
Riolitas sanas o fracturadas en grandes bloques, con sistemas de fracturamiento a 90° horizontal y verticalmente					Se recomienda amacizar siguiendo los planos de fracturamiento, así como descopetar a 1:1 la parte intemperizada.
Diabasa sana poco fracturada					Se recomienda amacizar.
Basalto fracturado, sano					Descopetar 1/2:1 la parte superior del corte, si el fracturamiento es muy intenso. Si hay una capa intemperizada descopetar 1:1
Basalto fracturado en bloques de todos tamaños					Si los fragmentos están sueltos y sin suelo, o empacados en arcilla o limo suave con flujos de agua.

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Basalto fracturado en bloques de todos tamaños					Si los fragmentos están sueltos y sin suelo, o empaçados en arcilla o limo suave con flujos de agua.
Basalto muy fracturado y en proceso muy avanzado de intemperismo					En zonas muy lluviosas se recomienda prever caídos hasta a 1 m del pie del talud para cortes menores de 15m y de 3m para los cortes mayores.
Corrientes basálticas intercaladas con rocas piroclásticas y tezontles	<p>Se recomienda definir el contacto entre el basalto y las rocas piroclásticas para darle a cada uno su talud correspondiente. Las rocas piroclásticas requieren un talud de 1:1 si se encuentran sueltas o de 3/4:1, si se encuentran compactos o son materiales muy gruesos.</p>				
Tezontle masivo					Si el tezontle es de grano fino y está suelto, se propone aplicar las mismas recomendaciones que para el resto de las piroclásticas.
Tobas, tobas brechoides, andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas o ligeramente fisuradas					Si están intemperizadas en la parte superior del corte, se recomienda descopetar el corte a 1/2:1.
Tobas, tobas brechoides, andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas o ligeramente fisuradas					Si existe un flujo de agua importante, se recomienda construir berma de 4m a la mitad de la altura, impermeabilizándola

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Tobas, tobas brechoides, andesíticas, riolíticas o basálticas poco intemperizadas					Se recomienda descopetar a 3/4:1 la parte superior si el fracturamiento o intemperismo es intenso.
Tobas, tobas brechoides, andesíticas, riolíticas o basálticas muy intemperizadas					Cambio de talud a la mitad de la altura en cortes mayores de 15m.
Lutita dura y resistente, con echado casi horizontal, poco fracturada					No construir contracunetas si no son bien impermeables. Descopetar 3/4:1 la parte superior más intemperizada.
Lutita suave de resistencia media muy fracturada					No construir contracunetas si no son bien impermeables. Descopetar 1:1 la parte superior más intemperizada.
Areniscas sanas fuertemente cementadas, estratificación mal definida horizontal o a favor del corte					Descopetar 3/4:1 la parte muy intemperizada.
Arenisca poco cementada, muy alterada con flujos de agua					Descopetar 1:1 la parte superficial muy intemperizada.
Conglomerado brechoide bien cementado con matriz silicosa o calcárea					Se recomienda amacizar eliminando todos los fragmentos sueltos.

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Conglomerado pobremente cementado con matriz arcillosa					Si la matriz arcillosa se encuentra saturada o sometida a fuertes cambios de humedad, se recomienda para cortes mayores de 10m prever caídos a 1m del pie y berma de 4 m a la mitad de la altura.
Caliza fracturada con echado casi a favor del corte con estratificación gruesa o mal definida					Se recomienda descopetar 1.1 la parte superior alterada o muy fracturada.
Calizas sanas con estratificación fina horizontal o a favor del corte					Descopetar 1:1.
Caliza intemperizada con flujo de agua					Proyectar subdrenaje, contracunetas impermeables.
Caliza sana con echado contra el corte de 90° y 45°, con lubricante arcilloso entre estratos	Dar el talud correspondiente al echado. Si la roca está muy fracturada, proyectar berma impermeable de 4m a la mitad de la altura. Contracunetas impermeables.				
Caliza muy fracturada e intemperizada					Contracuneta impermeable.

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Caliza sana poco fracturada con echado contra el corte entre 30° y 45°					Se puede considerar como si el echado fuera horizontal.
Caliza muy poco intemperizada y fracturada, con echado entre 45° y 30° contra el corte					Descopetar la zona más fracturada a 1:1, contracuneta impermeabilizada.
Pizarras	Mismas recomendaciones que para calizas.				

Debe tenerse cuidado al utilizar las recomendaciones anteriores, puesto que, como ya se ha mencionado, la estabilidad de los taludes en roca depende de diversos factores que deben ser tomados en cuenta, por lo cual se recomienda que sólo se utilicen a nivel de anteproyecto para obtener los volúmenes de excavación, en casos en que no sea posible realizar los estudios requeridos o en taludes provisionales.

5.6. REPOSICIÓN DE ROCA Y SELLO DE GRIETAS

Cuando se presentan en un talud rocoso bloques inestables en cuyo pie existe una zona erosionada que posibilita el desprendimiento debe ser repuesto el material erosionado con roca sana que impida que dichos bloques deslicen libremente.

Para lograr un sellado en las grietas que presenta un macizo rocoso se puede hacer uso de la inyección; esta técnica consiste en hacer penetrar un fluido en la masa rocosa de forma que fragüe en las grietas y fisuras desplazando el aire o el agua en ellas existente. El producto inyectado, al mismo tiempo que impide la circulación del agua por la roca, proporciona una resistencia adicional.²⁵

La inyección requiere normalmente el empleo de una lechada formada por una mezcla de cemento pórtland y agua. Se puede añadir también arena, arcilla, polvo de roca y otros materiales inertes con objeto de reducir el costo del

²⁵ STAGG, K. G., ZIENKIEWICZ, O. C. **Mecánica de Rocas en la Ingeniería Práctica.** Edt. Blume. Madrid. Primera edición traducida al español, 1970.

tratamiento cuando las fisuras son suficientemente grandes como para absorber grandes cantidades de lechada. Cabe mencionar que si el agua freática es agresiva deberán ser utilizados cementos especiales resistentes a los sulfatos.

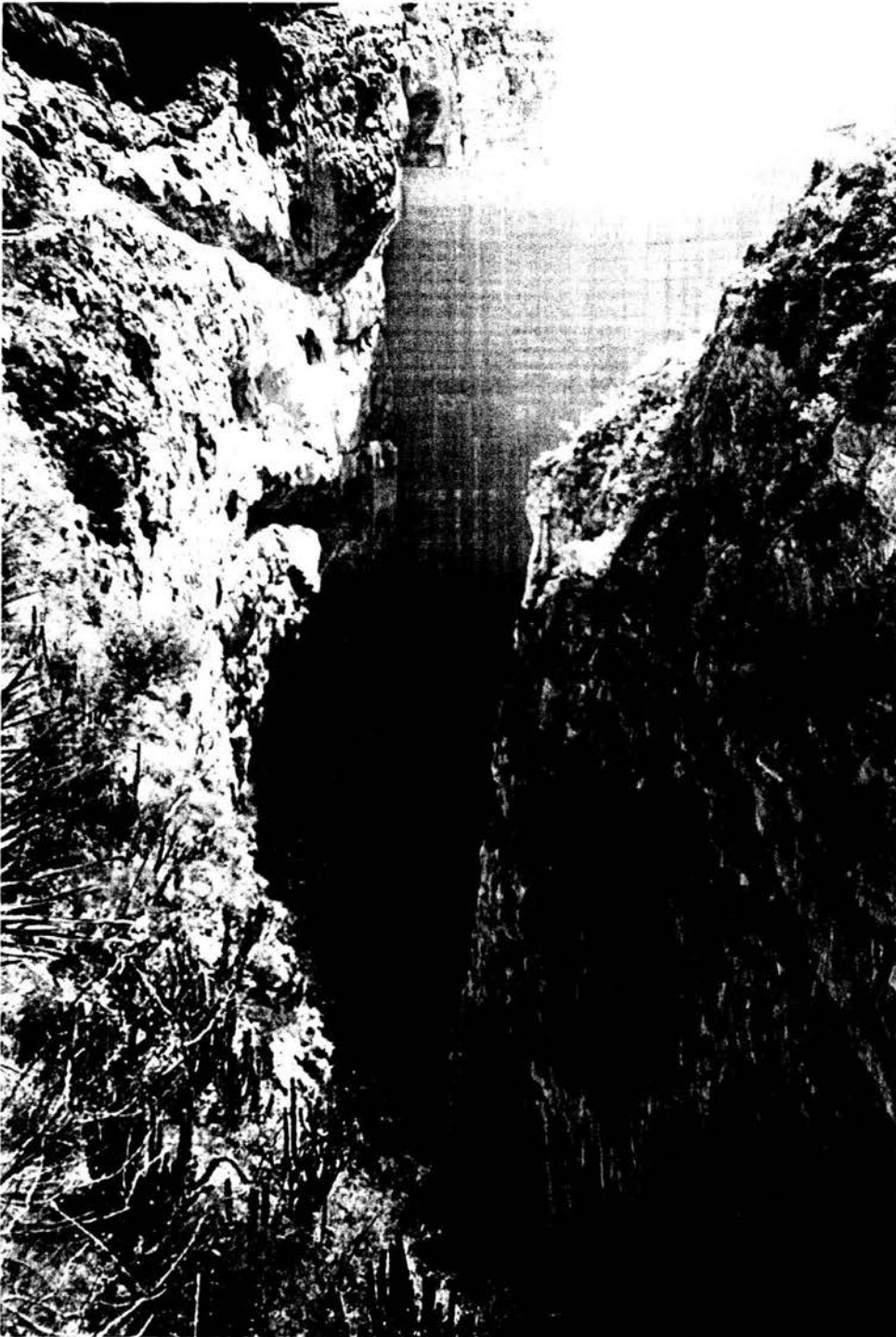
Para lograr una buena inyección se requieren elevadas presiones, no solo para hacer penetrar la lechada a las fisuras finas sino también para expulsar el exceso de agua y asegurar un producto de fraguado de adecuada resistencia. Esta presión debe ser tal que no produzca la rotura interna de la roca, esto dependerá directamente del estado tensional de la roca en el instante de la inyección, por lo que es recomendable realizar ensayos de rotura por presión hidráulica con objeto de estimar la presión adecuada.

Si el fin de la inyección es solamente de impermeabilización, no será necesario tratar fracturas que en su interior contengan material arcilloso, ya que éste es suficiente para resistir gradientes hidráulicos bastante elevados sin ser arrastrado.²⁶

²⁶ STAGG, K. G., ZIENKIEWICZ, O. C. Op. Cit.

CAPÍTULO 6

CASOS REALES



INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia ha sido necesario el estudio de los taludes en obras de gran magnitud, en las cuales la inestabilidad del macizo rocoso podría significar una catástrofe.

A continuación se presentan algunos ejemplos en que diversos autores estudiaron los taludes rocosos, tomando medidas preventivas o correctivas, según el caso, con el fin de disminuir los riesgos que se pudieran producir a corto o largo plazo.

Cabe destacar que los ejemplos que se muestran corresponden a presas y vías terrestres, pero existen problemas de inestabilidad del macizo rocoso en muchas más obras civiles, quizá de menos magnitud, pero no por eso menos importantes. En todos los casos en que los taludes den señales de inestabilidad se tendrán que tomar las medidas necesarias para evitar su falla.

6.1. TALUDES DEL VERTEDOR DE LA PRESA AGUAMILPA, NAYARIT

La Central Hidroeléctrica Aguamilpa se localiza en la parte suroeste de la Sierra Madre Occidental, forma parte del aprovechamiento global de la cuenca del Río Santiago y se ubica en la parte central del estado de Nayarit (Figura 6.1.1.), a 700 Km al noroeste de la Ciudad de México.



Figura 6.1.1. Localización de la Presa Aguamilpa

La geología del sitio se conforma por ignimbritas inclinadas 24° al oeste, intrusionadas por numerosos diques de varias composiciones y afectadas por dos sistemas de fallas.

Las rocas extrusivas se diferenciaron en tres unidades: una inferior, denominada Aguamilpa, masiva, generalmente de buena calidad; otra intermedia, Unidad Colorín, pseudoestratificada, donde sus primeros 15 cm superficiales son de mala calidad, y la superior, llamada Unidad Picachos, masiva y pseudoestratificada, de regular a buena calidad.

El vertedor de esta presa es un canal a cielo abierto, con capacidad de 14,900 m³/s, con gasto máximo de 17,482 m³/s.

Antes de iniciar la excavación se realizaron levantamientos geológicos superficiales en los escasos afloramientos, estudios geofísicos con tendidos sísmicos de refracción y sondeos eléctricos verticales, despalmes con tractor en donde se excavarían los taludes más altos y 13 perforaciones con recuperación de núcleos de roca.

De estos estudios se concluyó que durante el desarrollo de las excavaciones de toda la obra de excedencias, se cortaría un número considerable de diques de diferentes composiciones, y que el carácter general de los cuerpos intrusivos implicaría una mejoría más que un daño a la roca encajonante, por lo que sería más importante tomar en cuenta la formación de cuñas, debidas a los sistemas de fracturamiento, que la influencia de los diques, en la estabilidad de la excavación.

Por las orientaciones que presentaron las fallas Colorines se esperaba que no perjudicarían la estabilidad de los taludes y que fueran totalmente inactivas.

Se reportó que la dirección del deslizamiento de las cuñas que formaría el fracturamiento sería al SE y E y que, por tanto, no afectaría a los taludes del canal de llamada.

La Unidad Colorín, debido a su carácter pseudoestratificado, podría formar cuñas desfavorables en los taludes del lado sur del canal, que deberían considerarse para el tratamiento.

El contacto entre las unidades Aguamilpa y Colorín se esperaba alterado, por lo que se consideraba importante para el tratamiento.¹

¹ VIDAL, García Martín C. et al., **Geología Aplicada a la Estabilidad de los Taludes del Vertedor de la Presa Aguamilpa, Nayarit**. Universidad Nacional Autónoma de México, Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán. 1995.

El buzamiento de las capas de la Unidad Colorín y la alteración entre las mismas, se señalaron como de particular interés por su tendencia a desplazarse.

La mayor parte de los taludes del canal de llamada fueron excavados en la Unidad Picachos, que se caracteriza por ser una roca volcánica dura, compacta, masiva, con seudoestratificación esporádica. Asimismo, quedaron expuestas dos fallas, la primera afecta tres taludes, y se observó como un plano relleno de arcilla de 10 a 20 cm orientado N60°E/60° a 80°SE, presenta una continuidad identificada de 900 m y tiene un desplazamiento de 15 m. La segunda afecta dos taludes, se presenta como un plano relleno de 5-10 cm de arcilla, tiene un rumbo N75°E con inclinación de 64°-78° NW, se le midió un desplazamiento de 18 m y formó un bloque inestable el cual se ancló oportunamente.

En el talud derecho de la zona de compuertas quedó expuesta una falla de rumbo E-W, con buzamiento al sur de 50°, la cual forma una zona de un metro de roca alterada, con arcilla en el plano de 10 cm de espesor, esta falla provocó la formación de un bloque inestable, actualmente anclado e instrumentado.

En la mayor parte del talud derecho del canal de descarga quedaron expuestas rocas de buena calidad de la Unidad Aguamilpa, hasta una falla, a partir de la cual quedó expuesta la Unidad Colorín, la cual se caracterizó por presentar mala calidad por corresponder a la parte superficial, motivo por el cual se retiró completamente el macizo rocoso para sustituirlo por concreto.

Los problemas geológicos ocurridos durante la construcción de la obra de excedencias fueron de carácter local, excepto en la zona del canal de llamada, donde existe el potente depósito de talud que en las últimas exploraciones se detectó un espesor de 48 m y un volumen de dos millones de metros cúbicos, 160,000 m³ quedaron bajo el embalse, con posibilidad de deslizarse e impactar en la cara de concreto. Actualmente este talud está instrumentado con dos inclinómetros y cuatro piezómetros para observar su comportamiento.

Durante la excavación del canal de descarga, los problemas de estabilidad se presentaron en los taludes verticales, donde la combinación de discontinuidades formaron tres cuñas inestables que fueron ancladas oportunamente. En el talud izquierdo se detectó una cuña de 2,906 m³, dicha cuña mostró movimientos anómalos por lo que se recalculó el soporte y se notó una deficiencia en él, por lo que se incrementó dicho soporte y actualmente es estable.²

La zona de descarga, a raíz del derrumbe del portal (Figura 6.1.2.) y parte del túnel 2 de la obra de desvío, fue motivo de preocupación por las características geológicas superficiales, por ello, se investigaron estas

² VIDAL, García Martín C. et al. Op. Cit.

características, con esto se confirmó la excelente calidad de la roca de la Unidad Aguamilpa y la buena a regular calidad de la Unidad Colorines.



Figura 6.1.2. Deslizamiento del lado izquierdo del portal de entrada al túnel de desvío 1

Es importante mencionar que mediante los estudios de geología de exploración se elaboró un modelo geológico, el cual se fue comprobando y a su vez afinando durante la etapa de construcción.³

6.2. TALUDES DE LA PRESA ZIMAPÁN

La Central Hidroeléctrica Zimapán constituye la primer obra de la cuenca del río Pánuco que aprovecha el potencial hidroeléctrico de su principal afluente, el río Moctezuma (Figura 6.2.1.). El área que abarca cubre la zona limítrofe entre los estados de Hidalgo y Querétaro, sitio donde nace el río Moctuzuma a partir de la confluencia de los ríos San Juan y Tula.

El área de la boquilla se localiza en el Cañón de Infiernillo y está constituida por una cortina de tipo arco bóveda con altura de 203 m, en esta área también se localiza la obra de excedencias formada por dos túneles, la obra de desvío, los túneles de acceso a la cortina y la obra de toma del túnel de conducción.⁴

³ VIDAL, García Martín C. et al. Op. Cit.

⁴ GONZÁLEZ, C. Carlos, JIMÉNEZ, F. Eduardo. **Ingeniería Geológica del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán.** Superintendencia de Estudios Zona Golfo. Comisión Federal de Electricidad. México.

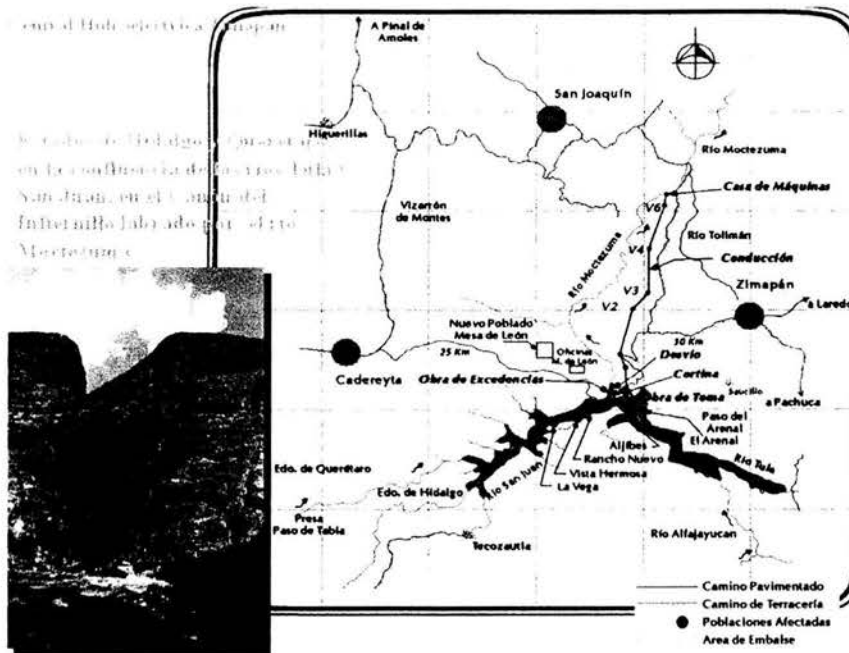


Figura 6.2.1. Ubicación de la Central Hidroeléctrica Zimapán

En el área estudiada afloran tres formaciones sedimentarias mesozoicas que influyeron directamente en la obra civil. La Formación Las Trancas consiste en lutitas, calizas y areniscas; afectadas parcialmente por metamorfismo de contacto, y en donde se alojan las excavaciones de la casa de máquinas. La Formación El Doctor, que se constituye por calizas micríticas, calizas dolomíticas, se encontró en las excavaciones de la boquilla y en cuatro tramos del túnel de conducción. La Formación Soyatal consiste en lutitas y calizas arcillosas, en las que se excavó casi el 50% del túnel de conducción. Todas las rocas fueron afectadas por esfuerzos tectónicos compresivos formando una serie de pliegues anticlinales y sinclinales.

Los trabajos exploratorios de la etapa de construcción se iniciaron con la excavación de una serie de medias cañas o muescas en las paredes del cañón; para este trabajo se aprovecharon los planos casi horizontales de estratificación que, en las paredes del cañón se inclinan 10° aproximadamente aguas abajo.

Las muescas excavadas fueron útiles para estudiar las características estructurales de las paredes del cañón, en particular en el sitio definitivo para apoyar la cortina y perpendicularmente en la zona que comprende casi 100 m hacia aguas arriba y aguas abajo del eje de la cortina. El fracturamiento predominante de ambas márgenes guarda un rumbo NW, con excepción de la parte más baja del cañón, en donde el fracturamiento está orientado con tendencia al NE.⁵

⁵ GONZÁLEZ, C. Carlos, JIMÉNEZ, F. Eduardo. Op. Cit.

En 1991 se inició la excavación de los empotramientos en ambas márgenes para cimentar la cortina. En la margen derecha, debido a la verticalidad del cañón, fue necesario excavar una bóveda o caverna para que a partir de ésta se iniciara la excavación del empotramiento. Con la finalidad de garantizar la estabilidad de la bóveda se excavaron cinco galerías con longitud de 36 m cada una, en las cuales, con el levantamiento geológico de detalle, se observó el predominio del fracturamiento de rumbo N12°W con 78° de inclinación al SW.

Desde que se iniciaron las excavaciones se realizó el levantamiento geológico de detalle en cada banqueo, con la finalidad de conocer las condiciones estructurales del macizo rocoso, para proceder a estabilizar la excavación.

Estos levantamientos geológicos permitieron identificar la continuidad de fracturas y fallas principales, así como registrar las oquedades cársticas y la presencia frecuente de los estratos arcillosos, algunos de más de 5 cm de espesor.

En la margen izquierda los estratos se encuentran inclinados hacia el interior del macizo rocoso, condición que resultó muy favorable para la estabilidad de la excavación. Sin embargo, se encontró un bloque importante en la parte más externa del talud de aguas abajo.⁶

En la pared del Cañón de Infiernillo, por encima de la cortina, se localizaron 11 bloques en condiciones desfavorables de estabilidad, que fueron objeto de tratamientos para evitar su desplome (Figura 6.2.2.).



Figura 6.2.2. Bloque inestable estabilizado en el talud de margen izquierda

⁶ GONZÁLEZ, C. Carlos, JIMÉNEZ, F. Eduardo. Op. Cit.

Los bloques mayores se encontraron separados del macizo rocoso del cañón por fracturas abiertas muy continuas de rumbo N5°W y verticales. Asimismo, estos bloques estaban seccionados por la estratificación. Uno de los bloques está contenido en otro, que debido a la pérdida de su apoyo, quedó en cantiliver, a fin de evitar lo anterior, se realizó la restitución del apoyo mediante el colado *in situ* de una base de concreto.

En margen derecha las condiciones estructurales no fueron del todo favorables y en el talud de aguas arriba del empotramiento, la conjugación de fracturas de orientación N10°E/85° NW; N19°W/50°SW y N76°E/77°SE, con la estratificación, causaron la presencia de bloques inestables de dimensión considerable.

El 20 de mayo de 1992, en la margen derecha ocurrió un caído de volumen considerable (5000 m³ aproximadamente) en los límites del talud de aguas abajo del empotramiento de esa margen, esto derivó en la restitución de dicho bloque con concreto para dar mayor apoyo a la cortina.

El bloque inestable estaba formado por una fractura muy continua paralela al cañón, de rumbo e inclinación N10°E/85°NW; el desplome del bloque se debió a la carencia de apoyo, a la presencia de un estrato arcilloso en su límite, al peso propio del bloque y al estímulo por el uso de explosivos.⁷

6.3. TALUDES DE LA PRESA HUITES

Como inicio de los estudios destinados a la construcción de una obra para aprovechamiento hidráulico en el cañón de Huites, antes de 1940, la entonces Comisión Nacional de Irrigación y la CFE realizaron trabajos preliminares en ese lugar, como levantamientos topográficos, investigaciones hidrométricas, estudios hidrológicos y del subsuelo y otros de carácter social.

Con base en los resultados de estas investigaciones y estudios, se formularon anteproyectos de obras hidráulicas similares a las de un proyecto ejecutivo; los más formales se realizaron en la década de los setenta. En estos anteproyectos se tomó en cuenta el no superar con el NAME la elevación 290 m.s.n.m. con el objeto de no afectar la vía del ferrocarril Chihuahua-Pacífico y de su puente sobre el río Chínipas, que es la elevación más baja.

El proyecto Huites forma parte del sistema de desarrollo agrícola y energético del río Fuerte, en el norte del estado de Sinaloa.⁸

⁷ GONZÁLEZ, C. Carlos, JIMÉNEZ, F. Eduardo. Op. Cit.

⁸ Comisión Nacional del Agua. Presa y Central Hidroeléctrica Luis Donaldo Colosio Murrieta (Huites), Memoria Técnica (1992 – 1995). Tomo I. México, 1997.

La obra principal del proyecto, la presa Luis Donaldo Colosio, se construyó en el sitio denominado Huites, aproximadamente a cinco kilómetros aguas abajo de la confluencia del río fuerte con el río Chínipas.

Durante los diferentes estudios geológicos efectuados en la zona de la presa, se investigó en ambas márgenes la existencia de zonas inestables que incorporaran grandes volúmenes de roca o material no consolidado, que pudieran provocar un derrumbe de grandes proporciones y dañar la presa, sin encontrar ninguna evidencia de esta posibilidad; sin embargo, en los estudios geológicos complementarios del proyecto de Huites se consideraron como zonas de riesgo a las zonas acantiladas del macizo rocoso que se encuentran en ambas márgenes, las cuales rodean y limitan a las obras hidroeléctricas y de desvío (durante la construcción) en la margen derecha, y a la obra de excedencias en la margen izquierda. Estratigráficamente están formadas por roca granítica en la base, roca corneana en la porción media y son coronados por una secuencia de rocas tobáceas.

Debido a la relajación sufrida por la erosión, especialmente en las tobas, las fracturas preexistentes se encontraban abiertas, y los sistemas predominantes de éstas limitaban bloques de diferentes dimensiones con posibilidad de desprenderse y caer hacia las zonas de excavación durante la etapa de construcción, o hacia las estructuras definitivas en operación.

En ambas márgenes se realizó una zonificación de riesgos; se identificaron seis zonas (A, 1, 2, 3, 3', y 4) en las que se describió la condición de falla que podría esperarse y la obra que resultaría dañada.

La zona A se encuentra inmediatamente aguas arriba de la falla corneana-granito y aquí la roca corneana está a nivel del río, la cual fue excavada por el canal de acceso de la obra de desvío; esta roca está densamente fracturada y alterada y las fracturas limitan cuñas de roca potencialmente inestables, algunas de las cuales se deslizaron inmediatamente después de la excavación ya que le quitaron soporte a las torres o cantiles verticales de la roca tobácea que se apoya en la roca corneana.

Este cantil se encontraba en el estado límite de equilibrio y se advirtió que de no reforzar adecuadamente su base, existía el riesgo de que ocurriera un nuevo deslizamiento de corneana y un colapso parcial del cantil tobáceo, que provocaría la obstrucción del canal de desvío cuando estuviera en operación.

También en esta zona se encontró una porción del domo granítico ubicado inmediatamente aguas abajo de la falla Huites, y en este domo hay algunas "costras" de exfoliación que debieron revisarse cuidadosamente para verificar las condiciones de la junta y su continuidad.⁹

⁹ Comisión Nacional del Agua. Op. Cit.

La zona 1 agrupó básicamente costras de exfoliación del domo granítico; es la más relevante la denominada B-1, la cual es un bloque granítico de gran tamaño limitado en su respaldo por una junta aparentemente continua y en el pie por un dique básico fracturado. Este bloque se encuentra arriba de la casa de máquinas; en la etapa de construcción se recomendó removerse o soportarse para asegurar su estabilidad.

La zona 2 presenta riesgos de desprendimiento de bloques tobáceos y posible deslizamiento en cuña de bloques de roca corneana y volteo de lajas de granito, o la inestabilidad de la nariz granítica con un mecanismo de deslizamiento planar. La topografía de esta zona hace que cualquier desprendimiento de bloques se dirija hacia la zona de la casa de máquinas.

La zona 3 representa un riesgo menor de afectación, ya que bloques tobáceos o bloques de corneana y/o granito que se desprendan de las paredes superiores, caerían en la parte terminal del canal de desfogue y solamente que el volumen del desprendimiento fuera grande ocasionaría remanso u obstrucción del agua turbinaza con la consiguiente pérdida temporal de generación de energía.

La zona 3' y su porción aguas abajo se encuentran totalmente en roca granítica y también muestra sitios donde se delimitan bloques con posibilidades de desprenderse, provenientes de los cantiles. El desprendimiento de bloques afectaría a la zona de salida del canal de desfogue, y al portal de entrada del túnel de acceso a casa de máquinas.

Durante la construcción de la presa, en la zona 4 se descargaba el agua proveniente de la cuenca superior de la margen derecha del embalse, por lo que se recomendó canalizarlo para evitar la erosión y saturación de la roca en estos sitios. Cualquier solución de canalización y descarga de este caudal hacia otros sitios debería tratar de evitar la erosión de roca de apoyo en zonas inestables y la infiltración de agua hacia taludes de roca u obras permanentes.¹⁰

6.4. TALUD DE LA AUTOPISTA GUADALAJARA – TEPIC

A raíz de los problemas de estabilidad de taludes que se presentaron en el tramo de Plan de Barrancas de la autopista Guadalajara-Tepic, AMECOM y la SCT, decidieron adaptar la geometría de los cortes de los taludes para garantizar la estabilidad de equilibrio en función de las características geológico – estructurales de las formaciones de suelos y rocas para la 2ª etapa de la autopista.¹¹

¹⁰ Comisión Nacional del Agua. Op. Cit.

¹¹ CUÉLLAR, Borja Raúl. **Acciones Preventivas y Correctivas en la Autopista Guadalajara – Tepic (II Etapa) Tramo: Magdalena – Santo Tomás**, Jal. México, 1994.

Las formaciones rocosas existentes son de origen ígneo volcánico constituido por riolitas de color crema, alteradas y muy fracturadas por efecto de esfuerzos tectónicos horizontales, presentándose a veces con intercalaciones de rocas piroclásticas de baja cementación con lentes de vidrio volcánico negro (obsidiana).

A continuación se presentan algunas medidas preventivas realizadas sobre los tratamientos de taludes en cuanto a protección, drenes profundos, cunetas y muros de contención, puestas en práctica para garantizar la permanencia de los cortes realizados.

En uno de los taludes existentes del lado Guadalajara-Tepic, con altura de 20 m y pendiente 0.25:1, sin bermas y sin subdrén, se encontraron riolitas color blanco por alteración hidrotermal.

Las discontinuidades que se presentan en este sitio corresponden a pseudoestratificación favorable con buzamiento hacia adentro del macizo rocoso, de 3 a 4 familias de fracturas con echados variables entre 70° a subverticales.

Aquí no se observan posibilidades de falla general del talud ni de bloques o cuñas grandes de roca, sin embargo, se observan fenómenos de relajación, con la posibilidad de caídos de fragmentos de roca aislados con tamaños de arista desde 30 cm hasta unos dos metros.

Se recomendó un amacize general de todo el talud, tratamiento selectivo a base de concreto lanzado con malla 6-6-10-10 de 7.5 cm de espesor en franjas de 20 a 30 cm de ancho en donde se observen más bloques inestables, colocando anclas de fricción de una pulgada de diámetro y 6 m de largo dentro de perforaciones con diámetros de 2 ½ a 3 pulgadas, ahogadas en mortero de cemento con $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$, distribuidas en una plantilla de 3 X 3.5 m en tresbolillo con dirección perpendicular al talud. También se recomendó instalar drenes perforando barrenos de tres pulgadas de diámetro y 6 metros de longitud en una pantalla de 4 X 8 m en tresbolillo, inclinados de 5 a 10° hacia arriba. Dentro de las perforaciones se instalarían tubos de PVC denso de dos pulgadas de diámetro con pequeñas perforaciones a lo largo del tubo.¹²

6.5. TALUD DE LA AUTOPISTA TEHUACÁN – OAXACA

En el kilómetro 84.0 del lado de Tehuacán – Oaxaca se encontraron rocas calizas con estratificación delgada desde 5 cm hasta 30 cm, con capas de arcilla café de 10 cm de espesor a cada metro, de consistencia dura y plasticidad media. Esta arcilla forma paquetes con una capa de yeso de origen hidrotermal, con espesor variable entre 1 y 4 cm.

¹² CUÉLLAR, Borja Raúl. Op. Cit.

Las calizas son cretácicas de color gris oscuro, formando pliegues recumbentes de pequeña amplitud entre 10 y 50 m de extensión, tienen una capa de suelo residual con materia orgánica y vegetación de más o menos 1 m de espesor. El extremo sur del corte fue corregido, tendiendo el talud ante la ocurrencia de fallas locales en los primeros 20 m superficiales constituidos por roca alterada, caliches y brechas. En el extremo norte del corte existe una pequeña falla del talud en forma de cuña, coincidiendo con roca alterada junto a una falla.

La estructura de la roca estratificada se conforma por pliegues recumbentes de pequeña amplitud, ejes distorsionados y flancos alabeados que en algunos sitios buzan hacia el talud del corte realizado con echados que alcanzan 32° a 38°.

Cuando la estratificación tiene 32° hacia el corte, no hay fallas locales y cuando el echado aumenta a 38° la roca desliza localmente hacia el corte.

Además de las fallas de talud en la roca alterada superficial que se profundiza hasta unos 20 m desde la superficie, se observa el perfilamiento de una falla de talud del tipo cilíndrico, clásica de los suelos que abarca casi toda la altura del talud y penetra dentro del mismo, más o menos 10 m. Esta falla incipiente se encuentra localizada unos metros al sur del centro del corte.

En cuanto a las discontinuidades, la estratificación presenta un rumbo general de N60°E/25°NW, con espesor de 5 a 30 cm.

Se presentan dos familias de fracturas, una con rumbo N85°E, con frecuencia entre 20 y 50 cm, rumbo casi paralelo a la estratificación que corta los estratos casi a 90°. La otra familia tiene un rumbo N50°W, subverticales, con frecuencia entre 20 y 50 cm, alabeadas con rellenos de arcilla.

La dirección del corte tiene un rumbo de N40°W, de echado hacia el NE con pendiente 0.5:1.

En base a la frecuencia de los sistemas de fracturas y al espesor delgado de los estratos, se presentaron desconchamientos en el corte estudiado, algunos superficiales de unos cuantos metros, existiendo uno que presenta una traza cilíndrica de unos 15 a 20 m de alto. Esto significa que la roca tiene el comportamiento de un suelo granular.¹³

Tomando en cuenta lo anterior, se realizó un análisis de estabilidad con superficie cilíndrica de falla, bajo condiciones de peso propio que presentaba en esos momentos con una falla incipiente y las otras condiciones fueron la

¹³ CUÉLLAR, Borja Raúl, CAÑETE, Enriquez Leonardo. *Autopista Tehuacan – Oaxaca, Tramo: KM 79 a KM 115, Cuacnoapalan – Tehuacan – Oaxaca*. México, 1993.

combinación de peso propio más subpresión hidrostática, peso propio más sismo y peso propio más subpresión más sismo.

Los resultados de este análisis se presentan a continuación¹⁴:

- Los desconchamientos ocurridos en forma local en la parte superior del talud, requieren un ángulo de fricción mayor de 45° , la roca no lo tiene por lo cual se presentaron algunas fallas locales. Estos desconchamientos se corrigieron mediante bermas pequeñas.

- Se observó que para el talud continuo ya se había formado una falla incipiente, con un factor de seguridad igual a 1.0, con un ángulo de fricción de 52.6° .

- Este talud resultó inestable para la condición de peso propio más sismo (con aceleración $C=0.15g$) con un factor de seguridad igual a 0.83.

- Se consideró que para la condición de peso propio más subpresión hidrostática también se alcanzaría la condición inestable.

- Se observó que con la conformación de bermas y tendiendo el talud superior se obtendrían beneficios con ganancias al equilibrio.

- Se ensayó con una berma de 6 m y talud superior de 0.75:1 resultando estable para peso propio con F.S. = 1.3 y en equilibrio límite para peso propio más sismo con F.S. 1.05.

Con lo anterior se puede concluir que la solución propuesta fue adecuada, dando estabilidad al talud estudiado.

¹⁴ CUÉLLAR, Borja Raúl, CAÑETE, Enriquez Leonardo. Op. Cit.

CONCLUSIONES

La estabilidad de un talud está determinada por diversos factores, como son: geométricos, como la altura e inclinación; geológicos, que condicionan la presencia de planos y zonas de debilidad y anisotropía en el talud; hidrogeológicos, como la presencia de agua; y geotécnicos o los relacionados con el comportamiento mecánico del terreno.

La combinación de los parámetros mencionados pueden determinar la condición de rotura a lo largo de una o varias superficies, y que sea posible el movimiento de un cierto volumen de masa de roca. La posibilidad de rotura y los mecanismos y modelos de inestabilidad de los taludes están controlados principalmente por factores geológicos y geométricos.

A partir de los estudios geológicos se conocen las rocas existentes, la disposición de las grietas y la presencia de materiales que pueden ser causa de algún problema especial. Con esta información, obtenida mediante las exploraciones (trincheras, socavones y sondeos), es posible prever ciertos fenómenos que ocurrirán y así tener una idea aproximada de sus consecuencias sobre las obras que se proyectan, es por esto que la geología forma parte fundamental de los estudios realizados a fin de obtener buenos resultados en la estabilidad de un talud en roca.

Es necesario, también, determinar la resistencia al corte de los materiales en cuestión para evaluar si el talud está en condiciones de falla. Depende del tipo de formación y, a veces, de pequeños detalles descubiertos en ella, que deba recurrirse a métodos de laboratorio o a pruebas de campo, para encontrar las propiedades que interesan en el cálculo de la estabilidad.

Debido a que el fracturamiento microscópico corresponde, normalmente, a las fracturas macroscópicas de la masa rocosa estudiada, existe la posibilidad de que se pueda determinar las direcciones preferentes de las discontinuidades macroscópicas de un macizo rocoso (diaclasas, fallas, fracturas) a partir del estudio de las discontinuidades matriciales de la roca, lo cual ha promovido el estudio detallado de la estructura matricial de las rocas en el laboratorio.

Este trabajo no pretende dar modos precisos de clasificación de fallas en los taludes rocosos, sino mostrar algunas de las características en que pueden presentarse, por esto no se busca dar una solución única, en especial si no se tiene el conocimiento preciso del macizo, por lo que se hace indispensable, antes de dar una opinión, visitar el campo, puesto que las rocas intentan mostrar lo que ocurre dentro de ellas.

La observación de las características de la roca es sumamente importante, es por esto que Terzaghi dijo al ingeniero Adolph Ackerman acerca

de la observación de deformaciones en el talud de la tubería de conducción de Serre (28 de Junio de 1947):

“La persona a cargo de las observaciones en el campo siempre debe tener en mente que éstas podrían ser recavadas con la misma eficacia por una máquina a no ser que los hallazgos produzcan una reacción en el cerebro del observador, y que estas observaciones sean utilizadas como herramienta para la mejora y la clarificación de las ideas.”

En base a esta observación y los estudios hechos se plantea el modelo geológico-geofísico del macizo rocoso, el cual es de vital importancia para el estudio de taludes y de éste dependerá en gran medida lo acertado del diseño o del proyecto de estabilización. Este modelo debe ser conformado por geólogos y geofísicos vinculados con las obras mineras o civiles que tengan pleno conocimiento de los rasgos geológicos más significativos que deben considerarse en el estudio de taludes para estas obras.

El modelo se obtiene mediante un procedimiento de exploración planeado a partir del conocimiento de la obra, así como la recopilación y procesamiento preliminar de la información disponible de la zona de estudio y de un reconocimiento de campo a semidetalle y a detalle del sitio.

Resulta una necesidad de orden nacional el desarrollo de criterios prácticos y seguros para lograr que se fije la inclinación más escarpada posible en los taludes rocosos, aunque es indudable que los taludes son estructuras muy complejas, que presentan muchos puntos de vista dignos de estudio y a través de los cuales la naturaleza se manifiesta de muchas formas diversas, pero también es cierto que una parte de las dificultades se debe a una falta de discriminación de variables con que el problema de estabilidad se puede presentar y se debe afrontar.

Llegar a un buen método de cálculo es una meta y, naturalmente, una buena meta, pues así se lograría un procedimiento de trabajo al margen de las peculiaridades individuales de cada caso, cayendo en el terreno de las fórmulas y las leyes generales. En este terreno, un principiante puede hacer cálculos tan seguros (si el método matemático de análisis lo es) como haría un experimentado ingeniero. En cuanto esto se logre, la ingeniería de taludes saldrá del terreno del “arte” o del oficio y se transformará en una ciencia.

Es por lo anterior que se debe dejar al criterio de ingenieros de campo, auxiliados por los estudios previos, la recomendación de la inclinación de la inmensa mayoría de los taludes. Reconociendo tal hecho cobran gran importancia los métodos de estudio masivo, en el caso en que no sea posible realizarlos a detalle, que permitan definir a bajo costo las condiciones prevalecientes en grandes áreas; la fotointerpretación y la geofísica deben verse como armas de especial utilidad para definir las normas del proyecto de taludes.

Del mismo modo, será importante elevar el nivel profesional de los ingenieros de campo encargados de estos problemas, procurando que especialistas en mecánica de suelos, mecánica de rocas e ingenieros geólogos competentes desempeñen estas labores en estrecha colaboración con los ingenieros encargados de la obra. También será importante organizar los trabajos de tal manera que el especialista que dio las recomendaciones iniciales verifique el comportamiento durante la construcción, haciendo los ajustes necesarios y proponiendo las medidas estabilizadoras en los casos que se requieran.

En cuanto a la instrumentación, sólo debe de utilizarse en los casos en que sea necesario el conocimiento del comportamiento de los taludes a través del tiempo, con el fin de evaluar su seguridad y así detectar oportunamente un cambio en la estabilidad y dar la debida corrección para que permanezca un comportamiento estable.

Resulta importante que se tengan muy claras las variables que se quieran medir en el momento de tomar la decisión de instrumentar un talud, así como los tipos de instrumentos que se utilizarán y la cantidad de ellos, esto será útil en la minimización de los costos y de su operación.

REFERENCIAS

1. ALANIZ, Álvarez Susana, NIETO, Samaniego Ángel. **Notas de Apoyo del Curso de Geología Estructural, Fallas: Teoría y Métodos de Estudio.** Sociedad Geológica Mexicana. Guadalajara, Jalisco, 1997.
2. BLYTH, F. G., DE FREITAS, M. H. **Geología para Ingenieros.** Edt. CECSA. México. 2ª Reimpresión, 1995.
3. BROWN, Edwin Thomas. **Rock Characterization, Testing and Monitoring.** International Society for Rock Mechanics, Suggested Methods. Edt. Pergamon Press. Great Britain, 1981.
4. CHÁVEZ, Luis. **Curso Sistemas de Calidad Aplicados a la Ingeniería Civil.** Curso impartido en la ENEP Acatlán. Agosto 2001.
5. CUÉLLAR, Borja Raúl. **Acciones Preventivas y Correctivas en la Autopista Guadalajara – Tepic (II Etapa) Tramo: Magdalena – Santo Tomás, Jal.** México, 1994.
6. CUÉLLAR, Borja Raúl, CAÑETE, Enriquez Leonardo. **Autopista Tehuacan – Oaxaca, Tramo: KM 79 a KM 115, Cuacnoapalan – Tehuacan – Oaxaca.** México, 1993.
7. DAS, M. Braja. **Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.** Edt. Thomson Learning. California State University. Sacramento, 2001.
8. DE LA LLATA, Romero Rolando, et al. **Curso Mariano Ruiz Vázquez “Cimentaciones en Roca”.** Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas. México, 1999.
9. GONZÁLEZ, C. Carlos, JIMÉNEZ, F. Eduardo. **Ingeniería Geológica del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán.** Superintendencia de Estudios Zona Golfo. Comisión Federal de Electricidad. México
10. GONZÁLEZ, De Vallejo Luis, et al. **Ingeniería Geológica.** Edt. Prentice Hall. España, 2002.
11. GOODMAN, Richard E., **Tercera Conferencia Magistral Profesor Raúl J. Marsal. “El Comportamiento de la Roca en Taludes”.** Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas. México, 1998.
12. HOEK, Evert, BRAY, John. **Rock Slope Engineering.** Edt. The Institution of Mining and Metallurgy. London. 2ª Edición, 1977.

13. KRYNINE, Dimitri P., JUDD, William R., **Principles of Engineering Geology and Geotechnics**. Edt. Mc. Graw Hill. United States of America. 1ª Edición, 1979.
14. MARSAL, Raúl J., RESENDIZ, Daniel N. **Presas de Tierra y Enrocamiento**. Edt. Limusa. México. 1ª Edición, 1979.
15. MERRIT, Fredericks, et at. **Manual del Ingeniero Civil**. Edt. Mc. Graw Hill. México, 1999.
16. MONTOYA, Velilla Juan David, et al. **Los Deslizamientos y su Relación con la Lluvia**. Universidad Nacional de Colombia. Medellín, 2002.
17. PUIG, Juan B., **Geología Aplicada a la Ingeniería Civil y Foto Interpretación**. México, 1970.
18. RABAGO, Armando M, et al. **Curso Mariano Ruiz Vázquez "Estabilidad de Taludes"**. Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas. México, 1997.
19. RODRÍGUEZ, Rico Alfonso, DEL CASTILLO, Hermilio. **La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres**. Volumen 1. Edt. Limusa. México. Tercera reimpresión, 1981.
20. STAGG, K. G., ZIENKIEWICZ, O. C. **Mecánica de Rocas en la Ingeniería Práctica**. Edt. Blume. Madrid. Primera edición traducida al español, 1970.
21. UCAR, Navarro Roberto. **La Estabilidad de Taludes en Macizos Rocosos Aplicando el Criterio Empírico de Rotura de Hoek y Brown**. Publicaciones de la Sociedad Venezolana de Geotecnia. Venezuela, 2003.
22. VIDAL, García Martín C. et al., **Geología Aplicada a la Estabilidad de los Taludes del Vertedor de la Presa Aguamilpa, Nayarit**. Universidad Nacional Autónoma de México, Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán. 1995.
23. **Manual de Diseño de Obras Civiles**. Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas. México, 1981.
24. **Comisión Nacional del Agua**. Presa y Central Hidroeléctrica Luis Donaldo Colosio Murrieta (Huites), Memoria Técnica (1992 – 1995). Tomo I. México, 1997.