CONTRIBUCIONES AL USO DE HERRAMIENTAS Y PROCEDIMIENTOS BÁSICOS PARA LA CARACTERIZACIÓN DE MASAS ROCOSAS EN LA PRÁCTICA DE LA GEOINGENIERÍA DE TALUDES [1]

Daniel SALCEDO RODRÍGUEZ

RESUMEN

La inestabilidad de taludes en desarrollos urbanos y vías de comunicación, constituye una de las amenazas con mayor potencialidad de ocasionar significativas pérdidas económicas y lamentables pérdidas de vidas humanas. El diseño de estas geoestructuras, cuyo norte es el control de su vulnerabilidad y la consecuente disminución del riesgo, requiere ser realizado por profesionales con preparación académica de calidad y experticia en el ejercicio de la geoingeniería. El tema seleccionado se ha circunscrito al complejo proceso de diseño de taludes en masas rocosas, geomateriales de diversos orígenes y litologías tipificados por ser heterogéneos, discontinuos, inelásticos y anisotrópicos, características inherentes que condicionan su comportamiento, el cual indefectiblemente debe ser investigado y definido en cada caso particular. El alcance establecido contempla una detallada explicación de los fundamentos conceptuales y de las herramientas básicas disponibles para afrontar este esencial requerimiento técnico, con especial énfasis en la previa e indispensable investigación del marco geológico regional, y en la caracterización y clasificación geomecánica de dichas masas, fases primordiales del proceso de diseño. Se exponen los criterios, resultados de investigaciones y propuestas, obtenidos de la continua y exhaustiva revisión y el análisis crítico de una selección de referencias bibliográficas que sustentan el estado del conocimiento, información complementada por el autor con aportes teóricos y prácticos, fundamentados en la experticia adquirida durante el ejercicio profesional, y la actividad como docente de pregrado y postgrado. Los contenidos han sido organizados con la intención de que el trabajo sirva de material de apoyo a estudiantes universitarios, motive el ejercicio profesional con conocimiento de causa y espíritu crítico y contribuya al reconocimiento y manejo de las incertidumbres aleatoria y epistémica inherentes a la geoingeniería, particularmente aquellas presentes en las actividades de caracterización y clasificación de masas rocosas y en la elaboración de los modelos geológico-geotécnicos requeridos para los análisis de estabilidad de taludes. El trabajo destaca la importancia de los conceptos básicos, del uso apropiado de la terminología, y de las características del perfil profesional idóneo para la práctica de la geoingeniería, y detalla las incertidumbres implícitas en las diferentes fases de diseño. Incluye igualmente una evaluación pormenorizada de los principales factores que intervienen en la caracterización de masas rocosas, su identificación, y los procedimientos normativos y sugeridos para su determinación, y se presentan los resultados de una investigación realizada por el autor, orientada al estudio de la anisotropía de resistencia en rocas de la Cordillera de la Costa de Venezuela, utilizando herramientas sencillas y ensayos básicos. Se describen los diferentes mecanismos de rotura en masas rocosas, y se aborda la problemática de estabilidad de taludes en materiales constituidos por bloques de roca embebidos en una matriz de granulometría más fina, cuyo comportamiento mecánico es particularmente complejo. Se realiza una descripción de los principales sistemas de clasificación de masas rocosas aplicables a la ingeniería de taludes, destacando su utilidad, limitaciones, y posibles errores de interpretación. Como aportes del autor al tema seleccionado, se presentan dos sistemas desarrollados para clasificación de rocas sedimentarias y metamórficas, una versión actualizada de la clasificación para la definición de los tipos de excavación aplicables a diferentes geomateriales, y los resultados de una investigación detallada de campo y laboratorio en 32 taludes de corte en vías de comunicación y urbanismos, realizada para juzgar la aplicabilidad y confiabilidad de diferentes sistemas de clasificación en la predicción del comportamiento de dichos taludes ubicados en el contexto geológico de la Cordillera de la Costa de Venezuela. Se incluye una recopilación de un número significativo de correlaciones empíricas que permiten efectuar estimaciones de propiedades geomecánicas de masas rocosas, se destaca su utilidad y limitaciones, y se hace referencia a los criterios de rotura en masas rocosas y en discontinuidades. Se exponen consideraciones sobre recientes tecnologías para las actividades de caracterización y clasificación de masas rocosas, métodos de análisis y técnicas numéricas avanzadas en desarrollo, y se concluye con reflexiones acerca de la conveniencia de incorporar principios filosóficos en los procesos de enseñanza-aprendizaje y en el ejercicio profesional de la ingeniería de rocas.

Palabras clave: Taludes, Roca intacta, Discontinuidades, Masa rocosa, Caracterización, Clasificación, Estabilidad, Incertidumbres

[1] Compendio del Trabajo de Incorporación Académica a Individuo de Número Sillón IX de la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat-ANIH. Correo-e.: dansalc@gmail.com

INTRODUCCIÓN

El presente documento comprende un resumen del trabajo original elaborado para cumplir con los requisitos exigidos para la incorporación a la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat (ANIH). Dada la complejidad del tema y la extensión del trabajo original, en el resumen de cada Capítulo se exponen sucintamente aquellos conceptos, criterios, proposiciones y resultados de investigaciones, considerados de mayor relevancia en las actividades de caracterización y clasificación de masas rocosas en la práctica de la geoingeniería de taludes.

El trabajo original con una extensión de 564 páginas, fue estructurado en 10 Capítulos con tópicos ordenados en una secuencia lógica que permitiera la adecuada interpretación de los conceptos básicos y criterios esenciales, requeridos para su aplicación al proceso de evaluación y análisis de estabilidad de taludes en masas rocosas. Los contenidos fueron organizados con la intención de que constituyera un material de apoyo a estudiantes universitarios, motivara el ejercicio profesional con conocimiento de causa y espíritu crítico y contribuyera al reconocimiento y manejo de las incertidumbres aleatoria y epistémica inherentes a la geoingeniería, particularmente aquellas presentes en las actividades de caracterización y clasificación de masas rocosas y en la elaboración de los modelos geológico-geotécnicos requeridos para los análisis de estabilidad de taludes. El trabajo en extenso con sus correspondientes anexos y referencias bibliográficas, puede ser consultado en la página web de la Academia https://acading.org.ve/.

CAPÍTULO I

1.1 GENERALIDADES

Los avances tecnológicos, sin duda alguna, nos están dotando de novedosos procedimientos y programas sofisticados para ser utilizados en el campo de la ingeniería geotécnica, los cuales indiscutiblemente constituyen valiosas herramientas para la práctica de nuestra profesión. Un importante y creciente número de profesionales ha adquirido la habilidad para utilizar dichos programas, pero lamentablemente ha relegado a un segundo plano el significado y las limitaciones de los parámetros a introducir.

En la práctica profesional y en labores docentes relacionadas con la ingeniería de rocas, el autor de este trabajo ha percibido que existe una exagerada y común ansiedad por utilizar programas de computadoras, restándole importancia a los aspectos conceptuales asociados a los parámetros requeridos como datos de entrada, con el agravante que tales programas por su impactante presentación de resultados con gráficos varicoloreados en dos y tres dimensiones, dan la impresión, por demás falsa, de elevada confianza en los resultados. En otras palabras, el deseo de utilizar los programas en computadora está limitando la planificación de actividades y la dedicación necesaria para la obtención de los datos confiables requeridos, a ser incorporados en los modelos geológicos y geotécnicos que servirán de base para las subsiguientes fases del proceso de diseño. Esta práctica ha sido responsable de numerosas fallas en obras de ingeniería, atribuidas a la elaboración de modelos sesgados, en ocasiones combinada con secuencias y defectos constructivos que desvirtúan las hipótesis del proyecto.

Con base en lo expuesto, particularmente en el campo de la geoingeniería, existe el riesgo de que progresivamente las generaciones de ingenieros se conviertan en su mayoría, en profesionales "mecanicistas" o "tabulados" que actuarían más como especialistas en informática que como geoingenieros, con las consiguientes previsibles consecuencias de elaborar estudios y proyectos de muy baja confiabilidad en tan importante y compleja disciplina.

Considerando las consecuencias negativas de la realidad descrita en los ámbitos de la geoingeniería, en el tema seleccionado se exalta la necesidad de disponer de la información geológico-geotécnica con la calidad y confiabilidad requerida, con antelación a la fase de modelización.

1.2. PREMISAS Y OBJETIVOS ESPECÍFICOS

El estudio de taludes en masas rocosas es el tema central del presente trabajo. A diferencia de otros materiales ingenieriles, las masas rocosas distan mucho de ser uniformes, homogéneas, continuas e isotrópicas, y uno de los retos más importantes en la práctica profesional de la ingeniería de rocas, es su caracterización y la selección de los parámetros requeridos para propósitos de diseño.

Para abordar el tema de la evaluación de las masas rocosas debe tenerse presente que en el término "roca" se incluye una gran variedad de materiales con diferentes características, y comportamientos mecánicos diversos dependientes de su naturaleza, de los factores ambientales y de los niveles de esfuerzos in situ y aplicados.

Desde el punto de vista geológico las rocas generalmente se subdividen en tres grandes grupos: ígneas, sedimentarias y metamórficas. Si bien esta clasificación genética es universalmente aceptada, su aplicación en ingeniería de rocas es insuficiente debido a que el interés principal radica en las propiedades geomecánicas que las caracterizan.

La mayoría de las masas rocosas metamórficas presentan planos de foliación o esquistosidad originados por la orientación preferente de minerales durante el proceso de metamorfismo, en tanto que las sedimentarias de origen detrítico presentan planos de estratificación originados por sedimentación y litificación. Conjuntamente con otras discontinuidades geoestructurales tales como las diaclasas y fallas geológicas, originadas por esfuerzos tectónicos, relevamiento de esfuerzos o procesos de meteorización, confieren a las masas rocosas un alto grado de anisotropía en sus propiedades geomecánicas que condiciona su comportamiento.

Las consideraciones anteriores permiten confirmar que el término "masa rocosa" comprende tanto la denominada "roca intacta" no obstante presentar microfisuras y poros, como las macro discontinuidades representadas por las citadas superficies de foliación, estratificación, diaclasas y fallas.

En cuanto a la roca intacta se refiere, resultados de múltiples ensayos de laboratorio realizados en núcleos sin aparentes discontinuidades, han confirmado que generalmente su comportamiento no es isotrópico. Por otra parte, las macro discontinuidades que conforman la masa rocosa pueden presentarse con diferentes espaciamientos, abiertas, semicerradas, planares, onduladas, con variados perfiles de rugosidad, con y sin relleno de diferentes espesores, razones por las cuales la predicción del comportamiento de las masas rocosas se torna aún más compleja.

Dadas las importantes limitaciones de recuperar muestras de un tamaño tal que representen fielmente la masa rocosa y de disponer de los equipos requeridos para ensayarlas, se han propuesto numerosas relaciones empíricas para estimar en forma indirecta valores de caracterización global de resistencia y módulo de deformación. Para el caso particular de obtener valores más realísticos de módulos de deformación de masas rocosas, se han desarrollado ensayos in situ, sin embargo, estos ensayos consumen mucho tiempo, son costosos, en algunos casos resulta difícil su ejecución, y sus resultados no siempre son confiables. Tales ensayos in situ se han considerado justificables únicamente en obras de gran importancia, por lo cual, para la práctica convencional de la ingeniería de rocas en trabajos de rutina, es habitual utilizar las expresiones empíricas propuestas en la literatura, muchas de ellas correlacionadas con los referidos ensayos in situ en diferentes tipos de masas rocosas. Dichas expresiones empíricas se fundamentan en la caracterización de las masas rocosas, cuyos resultados proporcionan los datos iniciales para los modelos numéricos que progresivamente se han tornado más sofisticados y complejos. Tal como lo expresa Bieniawski (2011), "*la estimación realista de las propiedades mecánicas de las masas rocosas, principalmente su resistencia y deformabilidad, es la esencia de la ingeniería de rocas*", por lo tanto, si tal estimación es errónea, también los resultados serán erróneos. Las anteriores consideraciones ilustran la relevancia y complejidad del tema seleccionado para el presente trabajo.

La adecuada estabilidad de taludes es un requerimiento esencial tanto en obras de limitada magnitud como en obras de mayor envergadura. En el marco de los procesos geodinámicos, la inestabilidad de taludes ha sido catalogada como una de las mayores amenazas que originan daños a propiedades, pérdidas económicas y lamentables pérdidas de vidas humanas.

Las premisas anteriores configuran el marco de referencia del tema en consideración, concebido como aporte significativo para la formación de profesionales con sólidos conocimientos y dominio de los conceptos básicos de caracterización y clasificación de masas rocosas, y conscientes de las incertidumbres aleatoria y epistémica inherentes en las fases del proceso de diseño de taludes, las cuales se detallan en la Figura 1.1.

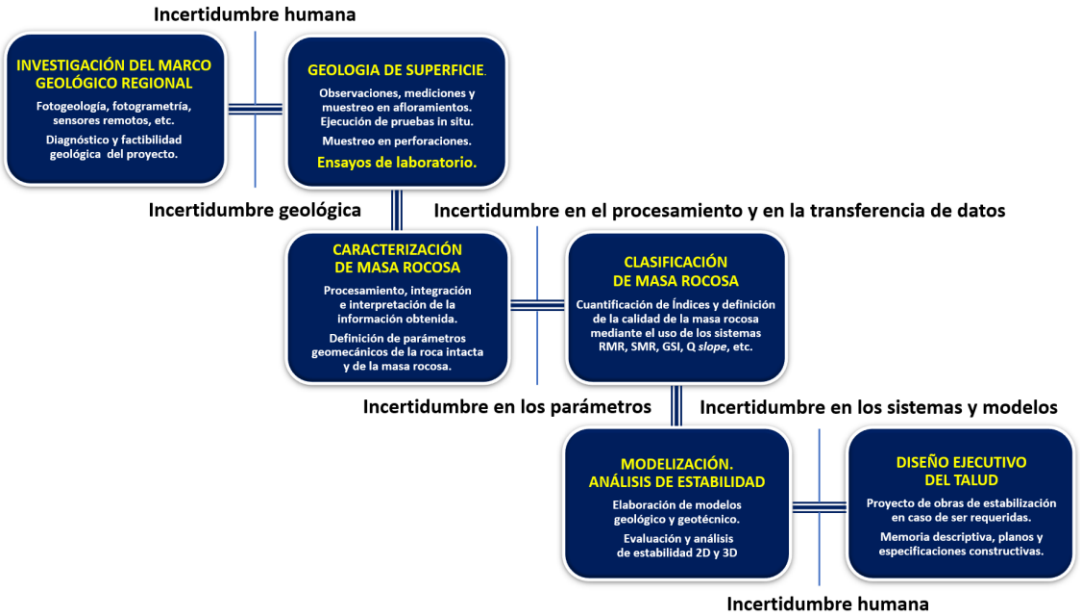


Figura 1.1. Fases típicas e incertidumbres en el proceso de diseño de taludes en masas rocosas.

Particularmente es de destacar la importancia de investigar el marco geológico regional con anterioridad a la ejecución de estudios puntuales, con el objeto de identificar zonas inestables o potencialmente inestables cuya existencia pueda condicionar o hacer inviables los proyectos de urbanismos y vialidad, desde el punto de vista técnico-económico.

CAPÍTULO II

2. CONCEPTOS BÁSICOS RELATIVOS A LA CARACTERIZACIÓN DE MASAS ROCOSAS, Y DESACUERDOS ASOCIADOS A LA TERMINOLOGÍA

Las diferencias en las definiciones de algunos términos empleados en normativas y utilizados en artículos técnicos, han originado divergencias conceptuales en la comunidad de profesionales que ejercen su especialidad en el campo de la geoingeniería. Con el fin de propiciar la adecuada interpretación y la deseable unificación de la terminología, a continuación se examinan algunos de los conceptos y términos más comunes vinculados al tema central objeto del presente trabajo, con comentarios del autor y proposiciones expuestas en referencias publicadas. En este orden de ideas, se analizan los conceptos que han ocasionado los mayores desacuerdos como son *masa rocosa*, *roca intacta*, *discontinuidades* y dentro de este último término las *diaclasas*. Al final del Capítulo se hace referencia al uso en forma indistinta de los términos "*caracterización*" y "*clasificación*", lo cual igualmente ha contribuido a divergencias conceptuales indeseables.

2.1 MASA ROCOSA

Es un término ampliamente aceptado para designar al conjunto integrado por la denominada "*roca intacta*", y las "*discontinuidades*" constituidas por superficies de estratificación, foliación, clivajes, diaclasas, fallas y zonas débiles. Tratándose de un material natural originado por procesos geológicos complejos, su comportamiento mecánico es muy variable cuando es sometido a diferentes condiciones de carga. Desde el punto de vista sistémico, una masa rocosa se considera un sistema natural complejo caracterizado por la denominada variabilidad espacial inherente, que implica divergencia de propiedades de un sitio a otro dentro de su entorno. Dicho sistema está constituido por dos subsistemas principales (bloques de roca intacta y discontinuidades estructurales) interdependientes, cuya interacción es condicionada por las propiedades de las partículas y del conjunto de partículas del material, y por la orientación espacial, características morfológicas, y propiedades mecánicas de las discontinuidades, como principales factores.

En general el principal efecto mecánico debido a la existencia de discontinuidades es disminuir la resistencia global de la masa rocosa, dado que las resistencias al corte y a tracción de las mismas son usualmente menores que las correspondientes a la roca intacta y a veces inclusive nulas cuando sus paredes no están en contacto. Una masa rocosa será evidentemente más deformable que la roca intacta, tendrá una porosidad más alta y su permeabilidad será significativamente mayor debido a que facilita el flujo de agua a través de las discontinuidades. En este sentido, se debe tener en mente que una masa rocosa tiene características anisotrópicas tridimensionales respecto a sus propiedades geomecánicas.

2.2. ROCA INTACTA

El término "roca intacta" se utiliza para denominar las porciones no afectadas por "discontinuidades" de una masa rocosa, y que generalmente tienen resistencia a la tracción. Es importante destacar que la naturaleza de la roca intacta dista mucho de lo que el calificativo "intacta" puede sugerir, ya que la misma está constituida por sus respectivos minerales, poros, microfisuras, microplegamientos, así como estructuras menores a nivel de tamaño de muestras de mano. Estas estructuras menores que pueden ser incluidas dentro del término "*discontinuidades incipientes*", imparten a la roca intacta un comportamiento anisotrópico. Entre estas estructuras incipientes se pueden citar superficies muy delgadas de estratificación o foliación, con espesores del orden de milímetros, clivajes, microplegamientos y microfallas. (Véase Figuras 2.1 y 2.2).

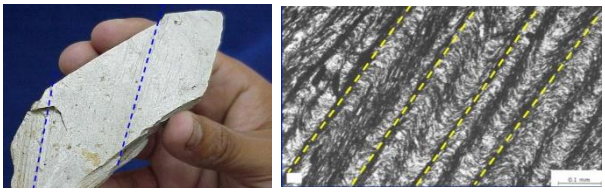


Figura 2.1. Clivaje crenulado paralelo al plano axil de pequeños plegamientos en filitas sericíticas, a nivel de muestra de mano y visto al microscopio.



Figura 2.2. Ejemplos de superficies de foliación fina a nivel de muestra de mano, en esquistos cuarzo grafitosos calcáreos.

Otro concepto relacionado con los términos roca y masa rocosa que requiere consideración en ingeniería de rocas, es el identificado en la literatura técnica como "*rocas débiles*", las cuales resulta más fácil reconocerlas en campo que definirlas. Aunque no existe consenso al respecto, el término "*rocas débiles*" se utiliza en la actualidad para referirse tanto a rocas meteorizadas blandas, como a rocas duras, poco o no meteorizadas, pero con alto grado de fracturamiento. Dado que tales términos no han sido normalizados, es común observar en publicaciones sobre este tema, la utilización de "*rocas blandas*" y "*rocas débiles*" como sinónimos.

Se puede concluir que las "*rocas blandas*" son particularmente difíciles de caracterizar debido a que tienen un comportamiento intermedio entre roca dura y suelo, lo cual limita, además, la obtención de muestras adecuadas para

ensayos de laboratorio, y en los pocos casos que se puedan recuperar especímenes aceptables, es frecuente que se deterioren o desmoronen durante el proceso de manejo y preparación antes de los ensayos requeridos para definir sus valores de resistencia y compresibilidad.

2.3. DISCONTINUIDADES

Una discontinuidad puede ser definida en forma muy general, como una superficie que marca un cambio en las características físicas y/o químicas de un material rocoso. Pueden existir como estructuras aisladas tal como por ejemplo una falla geológica, o en conjuntos o familias tales como la estratificación, esquistosidad y diaclasas. Las Figuras 2.3 a 2.9, muestran ejemplos de diferentes discontinuidades representadas por planos de estratificación, planos de foliación, diaclasas y planos de fallas geológicas.

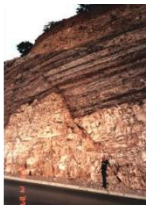



Figuras 2.3 y 2.4. Afloramiento de esquistos cuarzo-grafitosos calcáreos y detalle de núcleo con planos de foliación abiertos y cerrados.




Figuras 2.5 y 2.6. Diaclasas de alto buzamiento en esquistos cuarzo micáceos y diaclasas subverticales en ftanitas de estratificación horizontal.





Figuras 2.7 a 2.9. Ejemplos de fallas geológicas con limitado espesor de brechas, en rocas sedimentarias.

"Discontinuidad" es el término que más confusión ha originado en Geoingeniería dado que incluye una gran variedad de planos de debilidad de diferente origen en una masa rocosa. Es necesario considerar que se trata de un término generalizado para fines descriptivos, independiente de la génesis, definido para referirse esencialmente a planos de debilidad o quiebres en la integridad de la masa rocosa.

El término hace referencia a que las discontinuidades introducen cambios en la continuidad de las propiedades mecánicas de los bloques rocosos, lo que confiere a la masa rocosa un comportamiento discontinuo tanto desde el punto de vista geomecánico como hidrogeológico. La existencia de discontinuidades introduce anisotropías en las propiedades de la masa rocosa, tales como resistencia, deformabilidad y permeabilidad. Existen otros tipos de fracturas que se originan con posterioridad a las desarrolladas en tiempo geológico, y pueden ser atribuidas al método de excavación empleado para un talud o para un túnel, a la relevación de esfuerzos como consecuencia de la reducción de las presiones geostáticas, y a efectos de procesos de meteorización física y química. Estos tipos de fracturas deben igualmente ser consideradas discontinuidades con sus propiedades particulares, e incorporadas en los procesos de caracterización y clasificación de masas rocosas.

Dado que el término discontinuidad agrupa todo tipo de superficie que interrumpe las características de la roca intacta, también debería incluir otras estructuras geológicas tales como pseudo-estratificación en rocas volcánicas, estratificación cruzada, diques, discordancias, y cualquier zona de debilidad en la masa rocosa. Es sumamente importante enfatizar que, desde el punto de vista de comportamiento mecánico, las superficies de tales discontinuidades no necesariamente tienen menor resistencia que la roca intacta ya que en casos pueden caracterizarse por tener resistencias iguales o hasta mayores que la roca intacta adyacente. Las confusiones surgen debido a que la mayoría de las normativas internacionales definen las discontinuidades haciendo énfasis en que deben tener muy baja o nula resistencia a la tracción, lo cual descartaría cualquier fractura, plano de estratificación o foliación subpersistentes, es decir que contienen "puentes de roca intacta" entre sus superficies.

La mayoría de las proposiciones para la definición del término "*discontinuidad*", agrupa prácticamente todo tipo de discontinuidades sin connotación genética alguna, y muy pocas normativas o proposiciones incluyen el requerimiento de la existencia de muy baja o nula tracción entre las superficies que la conforman. A este respecto el autor de este trabajo considera conveniente, para el caso de discontinuidades sin relleno generadas por procesos de diferente índole, utilizar los términos "*discontinuidades abiertas*" y "*discontinuidades cerradas*". Las abiertas corresponderían a discontinuidades sin resistencia a la tracción normal a sus planos pero que podrían tener áreas en contacto y áreas separadas, y las cerradas a discontinuidades parcial o totalmente "*no penetrativas*", es decir que tienen áreas en contacto sin resistencia a la tracción y áreas conformadas por los denominados en la literatura especializada "*puentes de roca*" con resistencia a la tracción, o área total con esta última condición (Salcedo, 2004a y 2004b).

Una descripción detallada de la definición y comportamiento de las discontinuidades representadas por superficies de foliación y esquistosidad en el caso de rocas metamórficas, y la utilización de los términos "*foliación abierta*" y "*foliación cerrada*", fue publicada por Salcedo (1983) con referencia a la aplicación de teorías de discontinuidades abiertas en el estudio de deslizamientos controlados por tales superficies en las colinas

ubicadas al sur del Área Metropolitana de Caracas. Asimismo, se ha propuesto un sistema de clasificación diferenciado para rocas sedimentarias y metamórficas en el cual se introducen los términos "*foliación penetrativa*", "*parcialmente penetrativa*" y "*no penetrativa*" y se realiza una valoración de discontinuidades en forma separada para los planos de estratificación, foliación, y planos de diaclasas (Salcedo, 2004a). Estos términos están relacionados con la propiedad más importante de las discontinuidades denominada "*persistencia*".

Las discontinuidades también han sido clasificadas de acuerdo con su apariencia en *mecánicas* e *incipientes*, estas últimas denominadas también "*integrales"* por algunos investigadores (Hack 1998, Hencher 2013, Slob 2010). Las discontinuidades mecánicas o incipientes las definen como defectos o planos de debilidad en una masa rocosa, que tienen resistencia tensional muy baja o nula y resistencia al corte muy inferior a la que caracteriza la roca circundante (Ulusay & Hudson, 2007); consideran que las discontinuidades integrales no han experimentado abertura y sus propiedades mecánicas tienen poca diferencia respecto a la roca adyacente.

De acuerdo con lo expuesto y la experiencia adquirida en trabajos de campo, puede concluirse que las discontinuidades existen en condiciones muy diferentes, desde superficies incipientes cerradas que incluso pueden ser visualizadas a la escala de muestras de mano, hasta superficies completamente abiertas sin resistencia a la tracción, visibles tanto a nivel de afloramientos como en núcleos obtenidos en perforaciones. Por otra parte, discontinuidades originalmente cerradas pueden abrirse tanto por descarga y consecuente disminución de presión geostática, como por procesos de meteorización los cuales tienen influencia en propiedades tales como persistencia y frecuencia. Estos razonamientos están evidentemente en conflicto con algunas de las definiciones normativas.

Como conclusión respecto al uso del término *"discontinuidad"*, la definición propuesta por la ISRM involuntariamente ha originado gran parte de la confusión en la literatura especializada, debido a que las define como superficies "*con muy baja o nula resistencia a la tracción*". Esta premisa descartaría dentro de este término, tanto las denominadas discontinuidades integrales o incipientes de alta resistencia a la tracción, como muchos planos de estratificación, foliación y diaclasas, y hasta fallas geológicas, los cuales sí han sido agrupadas dentro de dicho término en la literatura especializada. En tal sentido el suscrito estima conveniente que la definición de *"discontinuidad"* de la ISRM (1978, 1981) sea revisada y complementada con ciertas aclaratorias, considerando entre otras, las siguientes reflexiones:

- Es aceptable que el término *"discontinuidad"* sea aplicado en forma generalizada, sin importar su origen, a todas aquellas superficies o planos que pueden estar presentes en una masa rocosa y tengan propiedades diferentes a las de la roca intacta. Cuando la ISRM propuso la definición del término *"discontinuidad"*, tal como se mencionó previamente, se refería exclusivamente a "*discontinuidades mecánicas*" con baja o nula resistencia a la tracción. Esta definición no implica que se deben ignorar otros tipos de discontinuidades para fines de caracterización de masas rocosas.
- El término discontinuidad fue introducido en la literatura técnica de geoingeniería para identificar superficies que interrumpen la continuidad de las propiedades geomecánicas de la roca intacta. Por lo tanto, no hace referencia específicamente a la continuidad per se de tales superficies, definida mediante el concepto de *"persistencia"* el cual es un factor de fundamental importancia, pero de difícil medición en afloramientos, e imposible de definir en núcleos provenientes de perforaciones.
- Las confusiones igualmente surgen al conjugar los conceptos de discontinuidad y persistencia ya que dependiendo de sus características una discontinuidad podría ser continua o discontinua, resultando para su descripción juegos de palabras no apropiados ni convenientes, tales como serían los casos de *"discontinuidad continua"* o "*discontinuidad discontinua"*. El primer término agruparía las discontinuidades caracterizadas por muy baja o nula resistencia a la tracción, y el segundo término se referiría a discontinuidades con áreas de alta resistencia a la tracción normalmente a su plano o superficie. Estas últimas tendrían que ser denominadas, por ejemplo, *"discontinuidades propiamente dichas"* dado que son discontinuas, lo cual introduciría más confusión, y el término equivaldría a las denominadas *"discontinuidades incipientes o integrales"*.
- Generalmente se asume que la resistencia en dichas superficies o planos de discontinuidad es menor que en la roca intacta. Esta generalización, válida en la gran mayoría de los casos, tendría obviamente excepciones, ya que como ejemplo se pueden citar diaclasas abiertas y sin resistencia original a la tracción, que fueron posteriormente rellenas por minerales de alta dureza y resistencia como por ejemplo el cuarzo, y la resistencia en dichos planos podría ser igual o inclusive superior a la correspondiente a la roca intacta, más aún si ésta ha sido afectada por procesos de meteorización. Similarmente, la resistencia en una *"discontinuidad incipiente"* pudiera ser mayor que la correspondiente a la roca intacta meteorizada.
- Esta línea de razonamientos conlleva a destacar la necesidad de observar detalladamente las muestras con el fin de identificar aún en muestras de mano, la existencia de discontinuidades de comportamiento diferente. Esta observación es de valiosa ayuda para interpretar los mecanismos de rotura cuando sean sometidas a esfuerzos en ensayos de laboratorio. Las Figuras 2.10 y 2.11 muestran en fotografías, ejemplos de diferentes tipos de discontinuidades en los núcleos de roca de los diámetros que normalmente se ensayan en laboratorio. Su existencia justifica la necesidad de que sean identificadas y caracterizadas.
- Si por otra parte, considerando las propuestas discutidas previamente, se desea proponer una clasificación genética de discontinuidades, podría ser concebida diferenciando aquellas originadas en su historia geológica de las desarrolladas en su historia ingenieril. Esta propuesta ameritaría además ser muy rigurosa en caracterizar el comportamiento de las diferentes discontinuidades según

su origen, en razón de la alta anisotropía de propiedades de resistencia, deformabilidad y permeabilidad que confieren a la masa rocosa. En este orden de ideas, el sistema de clasificación de masas rocosas sedimentarias y metamórficas, propuesto por el suscrito y expuesto en el Capítulo VII, permite valorar individualmente la influencia de los planos de estratificación, foliación y diaclasas.

– Los argumentos anteriores revelan la dificultad de conjugar todos los conceptos asociados a la definición de discontinuidades teniendo en cuenta simultáneamente aspectos puramente geológicos y el probable comportamiento desde el punto de vista de la ingeniería de rocas. Tratar de dilucidar esta problemática y de unificar criterios**,** corresponde a los profesionales especialistas responsables de la elaboración de Normas, Guías y Códigos para la práctica de la especialidad (ISRM, ASTM, BSI, etc.), una vez formuladas las debidas consultas a profesionales de vasta experiencia de campo en el tema en consideración.



Figura 2.10. Núcleos de esquistos cuarzo calcáreo grafitosos, mostrando tramos con foliación abierta y foliación cerrada.

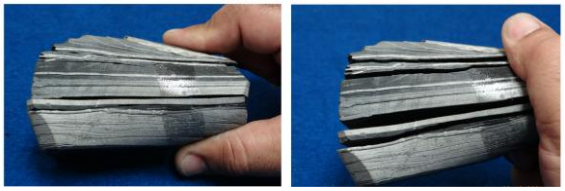


Figura 2.11. Núcleo de esquistos cuarzo calcáreo grafitosos con foliación vertical. Se pueden identificar superficies de foliación que se separan manualmente con facilidad, y foliaciones cerradas resistentes a tracción.

2.4. DIACLASAS

Desde el punto de vista geológico-estructural, en forma general las diaclasas se definen como fracturas planares o casi planares, sin aparente desplazamiento lateral relativo entre sus planos, las cuales pueden tener desplazamiento perpendicular al plano de dichas fracturas. Para fines del presente trabajo se consideran discontinuidades, aunque no cumplan con algunas de las definiciones normativas.

Las diaclasas pueden originarse por distintos procesos, y en tiempos diferentes. Su origen puede atribuirse, entre otros, a tectonismo, a enfriamiento de cuerpos ígneos, y a reducción de la carga litostática. En rocas sedimentarias pueden formarse durante las etapas de consolidación, compactación y desecación. Una vez que las masas rocosas son expuestas a los procesos de meteorización, se pueden originar fracturas que algunos autores han incluido igualmente dentro del término diaclasas. Según su génesis se clasifican en *diaclasas de extensión*, *de corte* e *híbridas* cuyo modo de ocurrencia está relacionado con los tres esfuerzos principales prevalecientes a una región, y según su orientación y distribución geométrica en *sistemáticas*, *no sistemáticas*, *ortogonales*, *conjugadas*, y de *intersecciones triples*. Otras denominaciones comprenden diaclasas *columnares*, *diaclasas en estratificación*, *diaclasas en foliación* y *diaclasas maestras*.

Una de las incertidumbres que se presenta durante la caracterización de las diaclasas en una masa rocosa, es la relativa a su continuidad en el espacio tridimensional, factor que influye de manera decisiva en el diseño de las geoestructuras. Al respecto existen dos opiniones encontradas, la primera argumenta que las diaclasas prácticamente desaparecen a poca profundidad, y la segunda considera que dichas fracturas continúan en gran extensión con las mismas propiedades observadas en superficie. Tales opiniones extremas no son compartidas por el autor de este trabajo, por lo cual en el Capítulo del trabajo en extenso se presenta una discusión detallada al respecto.

Otro aspecto que debe ser considerado para la caracterización de las diaclasas en la geoingeniería de taludes, es su ubicación con relación al plegamiento que pudiese estar presente en una masa rocosa en estudio para fines de análisis de su estabilidad.

2.5. CARACTERIZACIÓN Y CLASIFICACIÓN DE MASAS ROCOSAS

Estos dos términos se han utilizado en la literatura especializada sin la rigurosidad adecuada, lo cual ha inducido también a confusiones.

– Palmström (2001) define "*caracterización*" como el proceso de asignar valores numéricos a las estructuras de la masa rocosa, tales como tipo de roca, frecuencia de diaclasas, rugosidad, persistencia, etc, mientras que define un sistema de "*clasificación*" como la aplicación de la caracterización para el diseño de estructuras en roca.

– El autor del presente trabajo concuerda con las ideas de Potvin et al. (2012), quienes expresan que el término "*caracterización*" debería referirse a las actividades de determinación de las propiedades geomecánicas de la masa rocosa en forma independiente de la aplicación ingenieril. La caracterización debería ser genérica en su naturaleza, seleccionando los parámetros básicos de entrada que requieren ser usados en los sistemas de clasificación y métodos empíricos de análisis. En tal sentido, esta actividad

debería concentrarse en los levantamientos y obtención de información acerca de la roca intacta, resistencia, patrones de discontinuidades y sus respectivas condiciones.

- La "*clasificación*" de la masa rocosa se considera la fase siguiente a la "*caracterización*". Los parámetros a ser considerados que varían de acuerdo con las características de la obra en particular, tales como la orientación relativa de las estructuras geológicas comparadas por ejemplo con la abertura de la excavación, los esfuerzos inducidos, condiciones de agua subterránea, etc., deberían ser estimados como parte de la clasificación en el proceso de diseño, en lugar de hacerlo en la fase de caracterización. Si se considera un volumen dado de masa rocosa, este volumen tendrá una única "*caracterización*", pero al mismo tiempo puede tener múltiples valores de índices de "*clasificación*" dependiendo de la tipología y la escala de la obra a ser diseñada (Potvin et al. 2012).
- Es propicio enfatizar que la selección de la discontinuidad a considerar en los sistemas de clasificación es función de las características de la obra a ser diseñada. Cuando la clasificación se realiza sin tomar en cuenta dichas características, frecuentemente se selecciona la discontinuidad más débil lo cual resultaría muy conservador para el caso descrito. Esto revela que separar la clasificación de la masa rocosa de las características de la obra objeto de diseño, puede traer como consecuencia un diseño muy conservador o muy riesgoso dependiendo del caso, y es por esto que la clasificación es parte del proceso de diseño en lugar de una sustitución del proceso de caracterización de una masa rocosa.
- Para concluir respecto al uso de los términos "*caracterización"* y "*clasificación"*, es conveniente destacar que sería aceptable prescindir del proceso de caracterización y proceder directamente con la clasificación de una masa rocosa con el propósito de un diseño específico, sin embargo, si se procede de esta manera no se debe utilizar esa clasificación en el futuro para el diseño de otra tipología de obra, a menos que se verifiquen los datos y se realicen los ajustes necesarios según los requerimientos del nuevo diseño.

CAPÍTULO III

El Capítulo III trata sobre las etapas esenciales en proyectos de geoingeniería de taludes, destacando la importancia del conocimiento del marco geológico regional, la identificación e interpretación de procesos geodinámicos externos y las geoestructuras que caracterizan el área objeto de estudio. Adicionalmente se presentan los requerimientos técnicos y conocimientos que debe tener el profesional responsable de las fases de estudio antes indicadas, y las fases subsiguientes de caracterización y clasificación de masas rocosas, y elaboración de modelos geológicos y geotécnicos para realizar los diseños requeridos.

3. PERFIL PROFESIONAL REQUERIDO Y SU IMPORTANCIA EN ESTUDIOS Y PROYECTOS DE GEOINGENIERÍA DE TALUDES EN MASAS ROCOSAS

La experiencia adquirida a lo largo de la participación en múltiples proyectos geotécnicos induce al autor a resaltar la importancia de realizar la evaluación del marco geológico regional como práctica imprescindible con anterioridad al estudio detallado del sitio, y como paso previo a las actividades orientadas a la caracterización geomecánica requerida para el diseño de la obra en consideración. En caso de no disponer de novedosas herramientas para tal fin, la práctica convencional consiste en consultar los mapas geológicos regionales, y proceder a la interpretación de pares fotográficos aéreos, preferiblemente de diferentes épocas, complementada con la interpretación de imágenes históricas de Google Earth. Con estas últimas herramientas básicas, además de las características morfológicas y geo-estructurales del área, se podrán identificar procesos geodinámicos antiguos activos e inactivos susceptibles de activarse, y ubicar áreas potencialmente inestables o afectadas por procesos erosivos. Esta fase de estudio de relevante importancia ha sido lamentablemente omitida en numerosos casos, y se ha realizado la construcción de urbanismos y obras viales en áreas afectadas por deslizamientos activos, e igualmente desarrollos urbanos sobre abanicos aluviales susceptibles de activarse por intensas lluvias. La activación de tales procesos geodinámicos ha causado cuantiosas pérdidas materiales, graves daños al ambiente y lamentables pérdidas de vidas humanas.

En la Figura 3.1 se muestra como ejemplo un caso de urbanismo que fue severamente afectado por reactivación de un deslizamiento antiguos, proceso geodinámico que ha podido ser identificado con anterioridad al desarrollo, mediante la interpretación de pares fotográficos aéreos.

En función de los resultados de la investigación del marco geológico regional y su verificación mediante recorridos de campo, típicamente se presentan los tres siguientes escenarios para la toma de decisiones respecto a la factibilidad geológico-geotécnica de construcción de las obras previstas. Los dos primeros escenarios son los caracterizados por condiciones extremas a saber, ausencia de procesos geodinámicos importantes que hacen viable el desarrollo, o la existencia de áreas afectadas por procesos de alta potencialidad de causar daños los cuales desvirtúan su factibilidad. El tercer escenario geológico se refiere al caracterizado por condiciones intermedias en las cuales los procesos geodinámicos identificados pueden ser ingenierilmente tratados a costos compatibles con la inversión en las obras proyectadas.

Para el caso particular de los deslizamientos que son los procesos geodinámicos más comunes, en la Figura 3.2 se detallan las fases de estudio de estos movimientos en masa las cuales, además de la referida investigación del margo geológico regional, comprenden el levantamiento geológico detallado de superficie, la sectorización del área de estudio en función de dominios litológico-estructurales, el muestreo en afloramientos y perforaciones convenientemente ubicadas y ensayos de laboratorio. En ciertos proyectos que así lo ameriten, se podrán

programar ensayos in situ para la determinación de propiedades del subsuelo.

Con los resultados obtenidos de las actividades anteriores, se procede a la elaboración del modelo geológico-geotécnico del subsuelo, etapa igualmente de suma importancia en las actividades de diseño, para luego completar las subsiguientes fases de estudio que comprenden análisis de estabilidad en 2 y 3 dimensiones y la elaboración de un eventual proyecto de estabilización de ser técnica y económicamente factible.

Con base en la complejidad de las actividades descritas, no cabe la menor duda que su ejecución amerita la participación de un profesional cuyo perfil satisfaga requisitos muy exigentes. En primer lugar, evidentemente debe tener conocimientos sólidos de geología, y capacidad de interpretar sus hallazgos en términos de aplicación práctica. Adicionalmente, tener dominio de los conceptos básicos de ingeniería de rocas, en particular de resistencia al corte, deformabilidad, permeabilidad y modos de rotura de las masas rocosas.

Un caso que ejemplifica lo exigente del perfil profesional requerido, se refiere a la caracterización de rocas originadas por el metamorfismo de rocas sedimentarias (metasedimentarias) afectadas por diferentes períodos de plegamientos. En estos escenarios, la recopilación de datos de campo se torna más compleja y requiere el dominio de conocimientos de geología estructural y de mecánica de rocas que le permitan tomar decisiones acertadas.

En el caso particular de las rocas metasedimentarias de la Cordillera de la Costa en Venezuela, se han postulado al menos tres generaciones de pliegues superimpuestos en los cuales los sistemas más jóvenes han hecho desaparecer casi por completo los indicios de la primera generación de pliegues. La identificación de los distintos períodos de plegamiento es de difícil reconocimiento en el campo, y se facilita cuando se trata de intercalaciones de litologías de diferente competencia.

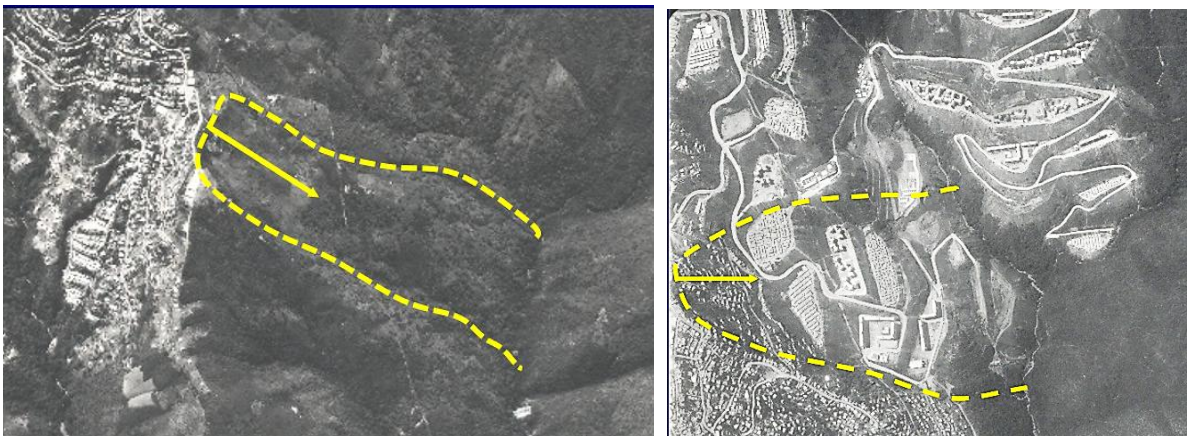


Figura 3.1. Misiones de fotografías aéreas de los años 1971 y 1983, antes y después de construido el desarrollo urbano en el sector Nueva Tacagua, Distrito Capital, Venezuela. Al reactivarse el deslizamiento antiguo, en vista del gran volumen de masa en movimiento, fue necesario el desalojo, reubicación y demolición de las estructuras multifamiliares y unifamiliares construidas.

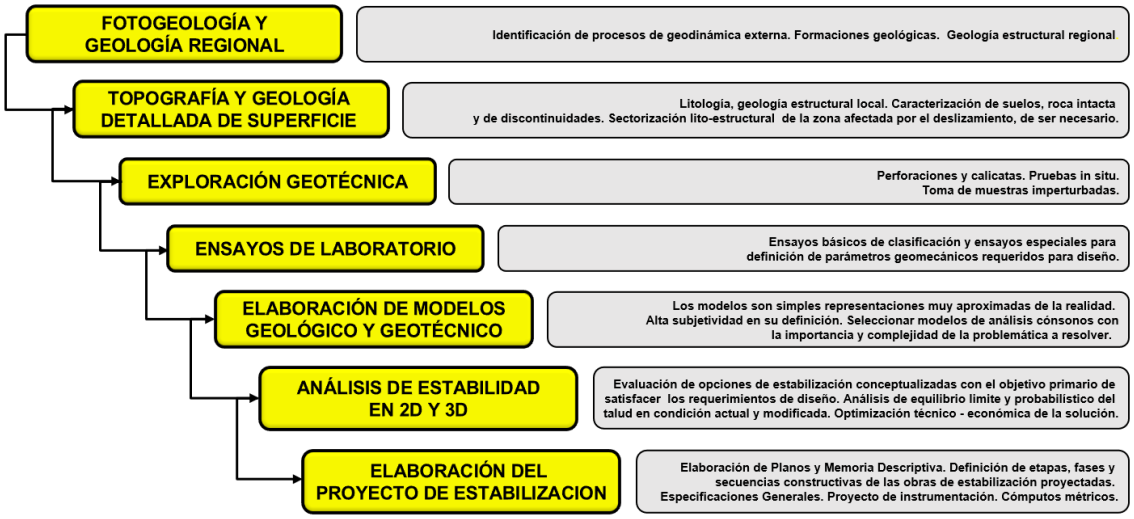


Figura 3.2. Fases de estudio para identificación y análisis de deslizamientos.

A modo de ejemplo en la Figura 3.3 se muestra un afloramiento que permite visualizar las superficies de foliación, orientadas según los planos axiales de la estratificación plegada.

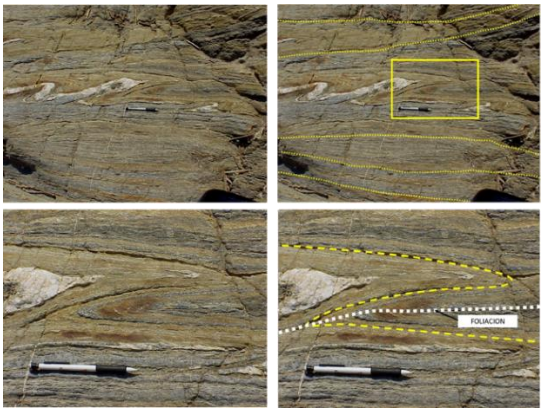


Figura 3.3. Vista general y detallada de superficies de foliación coincidentes con planos axiales de pliegues de planos de estratificación plegados. Las dos fotos inferiores corresponden a un detalle de las fotos superiores.

Las Figuras 3.4 y 3.5 ilustran ejemplos de interpretaciones del subsuelo muy sesgadas de la realidad física, calificadas como incorrectas, originadas por el desconocimiento de las relaciones geométricas entre diferentes períodos de plegamiento, las cuales tienen importante influencia desde el punto de vista de la estabilidad de taludes en masas rocosas. El primer caso se refiere a la elaboración del modelo geológico-geotécnico requerido para el análisis de estabilidad de un talud, con base en mediciones realizadas en el frente de exposición. La Figura 3.4(a) corresponde la interpretación incorrecta que sugiere un mecanismo de falla planar según el buzamiento de la litología menos competente, en este caso en particular en las rocas filíticas. La interpretación fiel con base en el conocimiento de la relación geométrica de los diferentes períodos de plegamiento se ilustra en la Figura 3.4(b), en la cual se puede visualizar que una potencial superficie de falla tendría que atravesar dos litologías, y obviamente se requiere la recolección de muestras y ensayos para la determinación de parámetros de resistencia al corte de ambas litologías. La interpretación incorrecta conduce a definir un mecanismo de falla planar controlado por la litología menos resistente, mientras que en la segunda interpretación la potencial superficie de falla, no necesariamente planar, tendría que cortar algunos intervalos de mayor competencia mecánica. Los resultados de los correspondientes análisis de estabilidad, serían evidentemente diferentes.

En la Figura 3.5 se muestra el segundo caso de dos interpretaciones del subsuelo conformado por intervalos de cuarcita dura, y filitas muy meteorizadas blandas de baja resistencia. La Figura 3.5(a) corresponde a una interpretación incorrecta del subsuelo, que sugiere un talud cinemáticamente estable debido al buzamiento de la foliación contrario al frente de exposición del talud, mientras que la Figura 3.5(b) ilustra la interpretación correcta con base en el conocimiento de la relación geométrica entre diferentes periodos de plegamiento, condición que motiva el análisis de potenciales superficies de falla a través de la roca meteorizada menos competente.

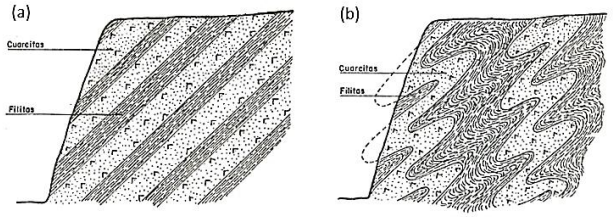


Figura 3.4. a) Interpretación incorrecta de subsuelo. b) Interpretación correcta del subsuelo con base en el conocimiento de la relación geométrica entre los diferentes períodos de plegamiento.

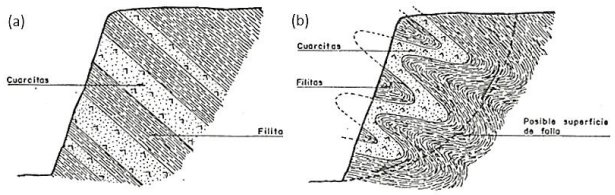


Figura 3.5. a) Interpretación incorrecta de subsuelo. b) Interpretación correcta del subsuelo con base en el conocimiento de la relación geométrica entre los diferentes períodos de plegamiento.

La discusión anterior y los ejemplos presentados corroboran la necesidad de que el profesional responsable de la caracterización y clasificación de masas rocosas tenga una formación académica de calidad, y que haya adquirido la necesaria e indispensable experiencia en la especialidad para interpretar el marco geoestructural regional, efectuar los levantamientos detallados de campo, ordenar pruebas y ensayos in situ y laboratorio e interpretar sus resultados, información requerida para las fases posteriores de modelización, y diseño ejecutivo de taludes.

CAPÍTULO IV

El Capítulo IV se ha dedicado al relevante tema de las incertidumbres asociadas a la práctica de la geoingeniería y particularmente de la ingeniería de rocas, disciplina en la cual frecuentemente el diseño debe realizarse con escasa información. En este complejo contexto, aun con la inversión de recursos significativos para la investigación, la variabilidad natural de la masa rocosa, combinada con el conocimiento limitado de dicha masa en fases iniciales de proyecto, sería tal que los resultados de diseño todavía estarían influenciados más por lo desconocido que por lo conocido. En este Capítulo se clasifican las principales fuentes y factores generadores de incertidumbres, principalmente las asociadas a las actividades de caracterización y clasificación de masas rocosas, y se formulan recomendaciones que permiten identificar posibles errores con el objeto de minimizar dichas incertidumbres.

4. INCERTIDUMBRES Y SU IMPORTANCIA EN GEOINGENIERÍA

4.1. CONCEPTOS GENERALES SOBRE INCERTIDUMBRES EN GEOCIENCIAS

La imperiosa necesidad y conveniencia de considerar las incertidumbres presentes en todas las facetas de las geociencias en general, la identificación de sus tipologías y fuentes, y su potencial incidencia, es fundamental en los procesos de diseño de las geoestructuras. Estos aspectos han sido excelentemente tratados e ilustrados por Pérez-Díaz et al. (2020), referencia ampliamente recomendable. Las actividades de adquisición de datos, su procesamiento e interpretación, análisis y modelización de las geoestructuras, son complejas e indefectiblemente influenciadas por incertidumbres.

Por considerarlo de interés para el propósito de este Capítulo, y tener en primera instancia una visión conceptual de las incertidumbres, a continuación se resumen algunos de los aspectos descritos detalladamente en el artículo publicado por Pérez-Díaz et al. (2020):

- *Error* e *incertidumbre*. Aunque en la literatura geocientífica estos términos se usan frecuentemente en forma intercambiable, ellos no son sinónimos. El concepto de "*error*" describe la diferencia estimada entre el valor de una medida simple y algún valor conocido de referencia denominado "*valor verdadero*" el cual presenta componentes aleatorios y sistemáticos. La *incertidumbre* puede ser descrita como la consecuencia de una disparidad o discordancia entre la cantidad y calidad del conocimiento disponible y aquellas requeridas para la toma de decisiones racionales (Tannert et al. 2007), en otras palabras "*una función de nuestra ignorancia*". La descripción de incertidumbre requiere aceptar que nuestro conocimiento es defectuoso y limitado, identificando los denominados "*conocidos no-conocidos*" y reconocer que también pueden existir los "*no-conocidos no-conocidos*" (cosas que nosotros ni siquiera sabemos que no las sabemos). La cuantificación de la *incertidumbre* es por lo tanto el resultado del proceso de analizar cuanto pueden apartarse nuestras ideas de cualquier "*verdad descriptible*". En este sentido, el *error* es una diferencia de una medida de precisión, e *incertidumbre* es un rango o estimado de exactitud.
- La clasificación más general originada en las disciplinas de la epistemología y la psicología divide la incertidumbre en dos grupos: a) "*objetiva*", también denominada "*estocástica*", presente por ejemplo en los datos, tecnologías y técnicas utilizadas, y b) "*subjetiva*" asociada al conocimiento, habilidades y sesgos del geocientífico. Ambas convergen en las diferentes fases de la generación del conocimiento geológico, y aunque son reconocidas por los geocientíficos, la incertidumbre subjetiva asociada a la interpretación es frecuentemente ignorada en la práctica profesional.
- En la Figura 4.1 (a y b) se indican dos modelos del proceso de generación del conocimiento geológico, el cual requiere la adquisición, procesamiento, análisis e interpretación de datos geocientíficos. Todas estas fases son susceptibles a incertidumbres objetivas y subjetivas a diferentes niveles, las cuales tienen un impacto directo en la calidad, validez y confianza del conocimiento geológico alcanzado. Ambas incertidumbres están fuertemente vinculadas y en la mayoría de los casos, concurren a través de todo el proceso de generación del conocimiento.
- Una complicación adicional al tratar de cuantificar la incertidumbre en cualquier estudio, proviene del hecho que la generación del conocimiento es muy rara vez lineal, aunque frecuentemente se percibe y representa como tal. Por esta razón los autores ilustran un modelo de generación del conocimiento no-lineal representado en la Figura 4.1b, y proponen que debe ser explorada una línea de investigación orientada a estudiar la interrelación entre los tipos de incertidumbres mencionados.

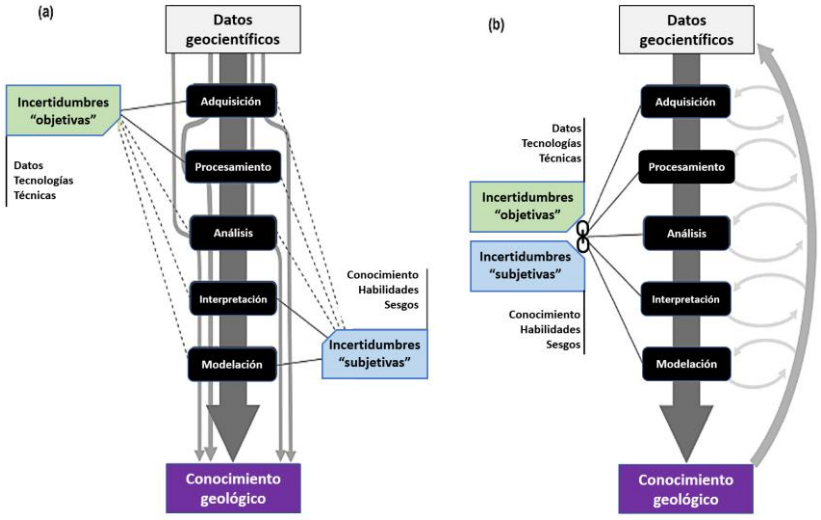


Figura 4.1 (a y b). Proceso de generación de conocimiento: requiere adquisición, procesamiento, análisis e interpretación de datos geocientíficos. Todas estas fases son susceptibles a incertidumbres objetivas y subjetivas. a) Proceso tradicional. b) Comprensión revisada de los orígenes de incertidumbre dentro de los procesos de generación de conocimientos, discutidos por Pérez-Díaz et al. (2020). (Traducida con modificaciones menores).

4.2. INCERTIDUMBRES EN EL PROCESO DE CARACTERIZACIÓN DE MASAS ROCOSAS

Para la elaboración del modelo geotécnico que servirá de base en la fase de análisis del proceso de diseño, el profesional responsable de tal actividad debe estar consciente de las incertidumbres inherentes a los proyectos de ingeniería geotécnica en general, y evitar errores sistemáticos definidos como eventos de media diferente a cero y errores aleatorios definidos como eventos de media cero. A continuación se resumen aspectos considerados relevantes, los cuales resultan de utilidad para los profesionales responsables de la caracterización de masas rocosas con fines de estabilidad de taludes. Cuando se consideró conveniente, dichos aspectos se comentan y/o complementan para contribuir al tema seleccionado para el presente trabajo.

La clasificación más sencilla ha sido publicada por Brown (2007) quien concluye que existen dos tipos generales de incertidumbre. a) "lo que sabemos que no sabemos" o "*incertidumbre paramétrica*" y b) "lo que no sabemos que no sabemos", o "*incertidumbre conceptual*".

McMahon (1985) diferencia seis fuentes de incertidumbre. Las primeras tres son debidas a condiciones geológicas o restricciones naturales, y las tres restantes son de naturaleza social o humana, tal como se indica en la Tabla 4.1.

TIPO	DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
1	Riesgo de encontrar una condición geológica desconocida.	Estructuras desconocidas o rocas débiles. Presencia de agua inesperada.
2	Riesgo de utilizar un criterio geotécnico equivocado.	Identificación incorrecta del mecanismo de falla
3	Riesgo de sesgo y/o variaciones en los parámetros de diseño, siendo mayores que los estimados.	Propiedades de los materiales subestimadas. Pobre comprensión de espaciamiento y longitud de discontinuidades.
4	Error humano	Datos recopilados de calidad muy pobre
5	Cambios de diseño	Pobre planificación que requiere re-diseñar. Cambios de diseño hechos en el campo sin consulta.
6	Ser muy conservador	Aplicación de factores de minoración en propiedades. Asumir cuñas de ancho de excavación completa.

Tabla 4.1. Fuentes de incertidumbre. (McMahon, 1985).

En la Tabla 4.2 tomada de Sánchez et al. (2019), se presentan los parámetros que introducen incertidumbre en la caracterización geomecánica de masas rocosas.

PARÁMETROS GENERADORES DE INCERTIDUMBRE EN LA CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA	
Contexto geológico	• Historia geológica • Disposición estructural - Macizos heterogéneos Variabilidad litológica Alternancia capas blandas y duras Variabilidad estructural - Presencia de fallas u otros accidentes tectónicos - Plegamientos • Presencia de suelos de recubrimiento • Tensiones naturales
Condición hidrogeológica	• Presencia de agua y su interpretación • Presencia de acuíferos • Presencia de Karst (Calizas cavernosas)
Inherentes a la fase de planificación	• Intensidad del reconocimiento geotécnico • Idoneidad de las técnicas de reconocimiento seleccionadas
Método de excavación	• Fracturación inducida
Componente humana	• Experiencia y formación del técnico • Tiempo disponible de análisis • Ausencia de "estándares" o metodología

Tabla 4.2. Parámetros que introducen incertidumbre en la caracterización geomecánica. (Modificada de Sánchez et al. 2019).

Palmström (1995) en su tesis de doctorado, de recomendable lectura, destaca las limitaciones e incertidumbres asociadas a la recolección de datos de campo, tema principal del presente trabajo. El autor comparte muchas de las expresiones contenidas en esta publicación, y desde el inicio de sus labores docentes y de consultoría profesional en el año 1971, ha sido enfático en mencionarlas. De esta publicación y con base en la experiencia adquirida, se pueden destacar las siguientes expresiones:

- En contraste como se procede con la mayoría de otros materiales usados para propósitos de construcción, el juicio relativo a la calidad de la masa rocosa se fundamenta más en observaciones que en resultados de ensayos.
- No existe una guía específica para definir la extensión o alcance de los métodos a ser aplicados en la recolección de geo-datos para un proyecto (Merritt & Baecher, 1981).
- Las investigaciones y procedimientos pueden variar en función de la naturaleza de la obra, la complejidad de la geología, y la experiencia de los ingenieros geólogos o ingenieros de rocas involucrados en el proyecto.
- Las formaciones geológicas son espacialmente variables y en muchas oportunidades solo se puede obtener un

limitado número de medidas, lo cual puede generar consecuencias indeseables.

- Es conveniente aceptar el hecho de que un parámetro geotécnico es expresado por un rango, y también que el rango real pudiese ser mayor o menor que el observado (Einstein and Baecher, 1982).
- Dada la naturaleza estocástica de las discontinuidades y en vista que una información completa de su geometría nunca puede ser obtenida, es recomendable utilizar un enfoque estadístico en las investigaciones.
- Hay que aceptar que una descripción completa de las discontinuidades es difícil por su naturaleza tridimensional y su exposición limitada en afloramientos, perforaciones o galerías exploratorias. Las partes visibles de las discontinuidades son limitadas, por lo cual no pueden ser directamente observadas. Por otra parte, las discontinuidades pequeñas son frecuentemente descartadas y las discontinuidades muy desarrolladas pueden ser medidas más de una vez. Asimismo, las fracturas paralelas a la foliación o a la estratificación, son generalmente pasadas por alto.
- Es necesario tener claro los conceptos de incertidumbre, error y sesgo. La *incertidumbre* o falta de absoluta seguridad en geología, significa que las observaciones, medidas, cálculos y evaluaciones pueden resultar no confiables. El *error* se define como la diferencia entre resultado estimado o calculado, y el valor real. Un *sesgo* es la diferencia entre el valor estimado y el valor verdadero de una estadística obtenida por muestreo aleatorio. Como contribución al tema es de destacar, por ejemplo, que cuando la masa rocosa tiene discontinuidades subparalelas al frente de exposición de un afloramiento, resulta más difícil de ser caracterizadas integralmente respecto a discontinuidades perpendiculares a dicho frente; en este sentido, esta condición propicia un sesgo en la obtención la información.

Krumbein & Greybill (1965), citado por Palmström (1995), clasifican los errores de mediciones repetitivas asociadas con el observador, el instrumento, la definición operacional y el proceso de medición mismo. En este sentido definen los siguientes términos:

- *Errores graves*, atribuibles principalmente al observador y son generalmente de importante magnitud e irregulares en ocurrencia. Pueden resultar por la falta de atención momentánea en el proceso de anotación de las mediciones.
- *Errores sistemáticos* se evidencian cuando las medidas tienden a ser consistentes bien demasiado grandes o demasiado pequeñas. Pueden ser originadas por un instrumento no calibrado, aunque también pueden ocurrir influenciadas por condiciones externas adversas tales como humedad atmosférica.
- *Errores de método* ocurren cuando existe una discrepancia entre la definición conceptual de la característica a ser medida y la definición operacional utilizada para efectuar la medición. Los procesos de cuantificación en geología dan origen a muchas situaciones en las cuales pueden ocurrir errores asociados a la metodología empleada.

Einstein & Baecher (1982) han definido los siguientes tres orígenes principales de incertidumbres y errores en ingeniería geológica y mecánica de rocas:

- Variabilidad inherente de las formaciones geológicas, en las cuales interpretaciones erróneamente realizadas del contexto geológico, pueden tener una influencia significativa.
- Errores introducidos durante las mediciones y la estimación de las propiedades ingenieriles.
- Imprecisiones originadas durante la modelización del comportamiento físico, incluyendo tipos de cálculos o modelos incorrectos. Los autores acertadamente expresan que nunca se puede saber lo que ha sido dejado fuera de un análisis. Por lo tanto, adicionalmente a las tres clases de incertidumbres mencionadas, existe otra debida a *omisiones*. El mundo real tiene variaciones y propiedades que nunca podrán ser incluidas completamente en una caracterización o en un análisis. De acuerdo con los referidos autores, la mayoría de las fallas en instalaciones construidas han sido atribuidas a *omisiones*.

Un error significativo que vale la pena destacar es el asociado con la medición angular de rumbo y buzamiento que es una de las principales actividades en la caracterización de masas rocosas. Este tipo de error varía con la inclinación de la discontinuidad, aumentando en la medida que la discontinuidad tiende a ser horizontal. En estructuras planas con línea horizontal de proyección extremadamente limitada, se han obtenido variaciones en el orden de 5°-10°. Se han reportado igualmente que las mediciones de rumbo pueden variar tanto como ± 20° y para mediciones de buzamiento se han reportado ± 1° para ángulos mayores de 70° y ± 3° para inclinaciones entre 30° y 70°. Una comparación de resultados de mediciones realizadas por 6 personas reveló un error máximo de ± 10° para la dirección de buzamiento y de ± 5° para el ángulo de buzamiento; esta última comparación dio como resultado que el número de discontinuidades registradas por los diferentes observadores a lo largo de una línea de medición resultó tan alto como 3.8 con una media de 2, siendo 37 el número máximo de discontinuidades. Estos resultados enfatizan la dificultad de identificar e interpretar las diferentes discontinuidades en una masa rocosa.

Piteau (1973) precisa que en los casos de discontinuidades muy onduladas, en las cuales la escala de observación es mucho más pequeña que la discontinuidad misma, las medidas de rumbo y buzamiento pueden resultar extremadamente erradas, dependiendo del sitio donde la discontinuidad sea medida.

La extrapolación en profundidad de mediciones realizadas en afloramientos afectados por meteorización puede también conducir a cometer errores importantes. En tal sentido, debe tenerse muy presente que los afloramientos de rocas meteorizadas pueden no ser representativos de la masa rocosa a mayores profundidades.

Además de los mencionados, otros errores significativos pueden ser introducidos en los casos que la caracterización sea

realizada en forma pobremente definida y/o con interpretaciones personalizadas.

Una buena caracterización de la masa rocosa evidentemente se traducirá en mejorar la calidad de los datos geológicos de entrada en los modelos de análisis y por ende, conducirá a la realización de diseños idóneos.

Aunque la realización de una investigación extensiva y descripciones de buena calidad permiten al ingeniero geólogo predecir el comportamiento de una masa rocosa de forma aceptablemente precisa, no se debe descartar la posibilidad de encontrar elementos condicionantes imprevistos durante la ejecución de las obras.

El impacto de las incertidumbres en diseños geomecánicos ha sido tratado por Dunn (2019), quien discute la probabilidad de falla y su relación con el factor de seguridad y la magnitud de la incertidumbre. A este respecto Tapia et al. (2007), para fines de evaluación del riesgo de fallas de taludes en la Mina Chuquicamata en Chile, muestran que usar datos con gran variabilidad resulta en una más amplia distribución alrededor del factor de seguridad promedio. En el ejemplo ilustrado en la Figura 4.2, se observa que para un factor de seguridad FS = 1.50 obtenido con datos de alta incertidumbre, la probabilidad de falla resulta mayor que la correspondiente a un FS = 1.35 obtenido con datos de baja incertidumbre.

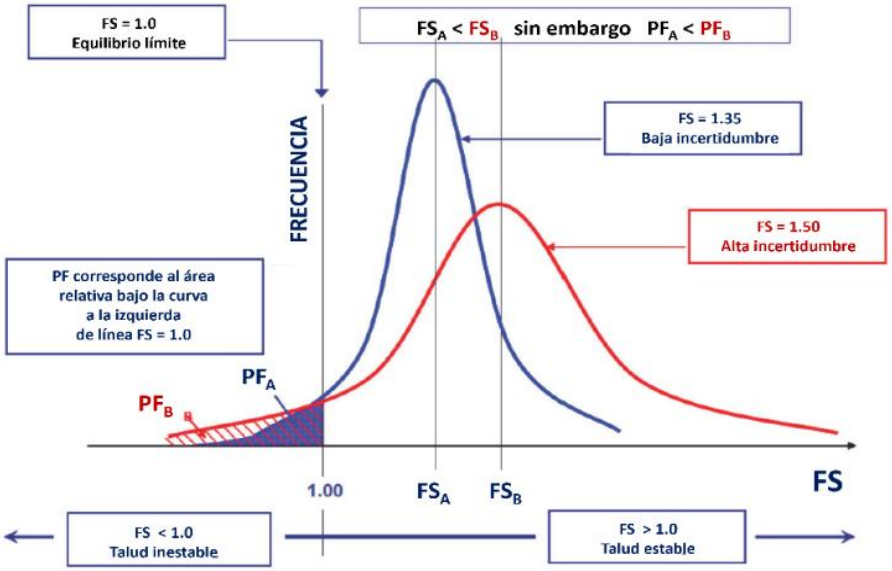


Figura 4.2. Definición de la probabilidad de falla (PF) y su relación con el factor de seguridad y la magnitud de la incertidumbre. (Modificada de Tapia et al. 2007).

Con base en lo expuesto el profesional responsable de caracterizar la masa rocosa debe, en primera instancia reconocer la existencia de tales incertidumbres y comprender los tipos asociados a su actividad, y en segundo lugar aceptar que no es posible eliminarlas y por lo tanto requiere implementar acciones para su manejo.

Para minimizar las mencionadas incertidumbres en los datos de ingreso y en las fases de análisis y diseño ejecutivo, Dunn (2013) recomienda adoptar procedimientos de muestreo aceptados, utilizar laboratorios certificados, usar métodos estadísticos para definir el número mínimo de muestras, desarrollar distribuciones estadísticas para todos los parámetros, concebir y poner en práctica un proceso de diseño que tome en cuenta las incertidumbres, emplear métodos de análisis empíricos, analíticos o numéricos según el caso, y satisfacer los criterios de aceptación para el diseño.

En adición a lo anteriormente expuesto, la experiencia adquirida en la caracterización de masas rocosas motiva al autor de este trabajo a formular las siguientes recomendaciones para la ejecución idónea de tal proceso, con el propósito de minimizar las inevitables referidas incertidumbres asociadas al mismo:

- Como información previa es imprescindible conocer y comprender el marco geológico regional del área de trabajo, tema expuesto en el Capítulo III.
- Antes de iniciar el proceso de levantamiento geológico detallado y obtención de datos de afloramientos, realizar una observación general, identificar las variaciones litológicas y geoestructurales, interpretar los posibles mecanismos de rotura en las laderas, así como aquellos que pueden ocurrir en los taludes de corte eventualmente planificados. Esta etapa permitirá la sectorización lito-estructural para fines de elaboración de los modelos que servirán de base para los análisis de estabilidad y definición de pendientes estables y proyectos de obras de estabilización en los casos necesarios.
- Diferenciar discontinuidades de origen tectónico de las causadas por meteorización mecánica y química, y de

fracturas originadas por los procedimientos de excavación bien a máquina o por voladura.

- El número de perforaciones, su diámetro, inclinación y profundidad, en los casos que sean indispensables, igualmente requiere el conocimiento de las dos disciplinas. Diferenciar las discontinuidades de las fracturas originadas por el proceso de perforación y el traslado de muestras al laboratorio, es una actividad indispensable. De particular importancia es recordar que estratos muy blandos y brechas de falla con material de baja consistencia dentro de la secuencia investigada, pueden perderse por lavado durante su recuperación en las perforaciones. Por otro lado, por razones de sus dimensiones y consistencias aptas para ser sometidas a ensayos, los núcleos seleccionados son generalmente los de mayor competencia y como consecuencia los resultados proporcionarían la falsa impresión de una masa rocosa de propiedades muy superiores a la realmente existente en el subsuelo, lo cual representa un sesgo de gran relevancia para la elaboración de los modelos geoingenieriles.
- La clasificación de muestras y la selección de testigos para ensayos de laboratorio deben ser realizadas por un profesional experto en geología e ingeniería de rocas, o en conjunto entre dos profesionales de estas disciplinas.
- Dependiendo de las características del subsuelo obtenidas por observación directa y mediante perforaciones, y de la importancia y consecuencia de posibles fallas de la obra a construir, si surge un nivel de incertidumbres no aceptable en la caracterización geotécnica preliminar, el profesional encargado de dicha caracterización podría recomendar complementar la exploración mediante métodos geofísicos de reflexión o refracción, tomografía con "cross hole", mediciones de resistividad, mediciones con radar, electromagnéticas o de gravedad. Si se desea información adicional de condiciones de agua subterránea, es conveniente programar pruebas de permeabilidad Lugeon.
- Es evidente, tal como lo han expresado otros investigadores, que la calidad de la interpretación geológica es fundamental para la caracterización de masas rocosas para realizar el proyecto y la construcción de la obra. Cuando la interpretación geológica es incorrecta, la caracterización es igualmente incorrecta. Los errores de interpretación por la variabilidad de las condiciones geológicas no pueden ser evitados, sin embargo, pueden ser reducidos cuando la obtención de información de campo es realizada por un profesional con el perfil mencionado previamente.
- En cuanto al uso de la terminología, dado que el término incertidumbre suele aplicarse de manera imprecisa en ingeniería geotécnica, es conveniente recordar la distinción entre la incertidumbre denominada *aleatoria*, producto de la variabilidad inherente a los materiales y procesos naturales en tiempo y espacio, y la incertidumbre derivada de la carencia de conocimiento, conocida como *epistémica* (Kiuregihain & Ditevsen, 2009). Las incertidumbres no están confinadas al proceso de diseño, también son considerables en la fase de implementación. Asimismo, hay que tener presente lo expresado por Hadjigeorgiou & Harrison (2011):

"*La incertidumbre y los orígenes de error son dos componentes diferentes en los diseños ingenieriles; ambos están vinculados de forma tal que los errores resultan en incertidumbres y las incertidumbres pueden resultar en errores, por lo tanto, ambos son importantes en ingeniería geotécnica*".

- Tener presente que los modelos utilizados para la evaluación del comportamiento de las masas rocosas se fundamentan en teorías y/o relaciones empíricas las cuales tienen importantes limitaciones per se, y como consecuencia dichos modelos constituyen simplificaciones de la realidad absoluta o física; asimismo, los resultados de las modelizaciones son simples estimaciones de las magnitudes verdaderas de las variables de salida investigadas con un propósito específico.

Es oportuno mencionar que las incertidumbres no solo están presentes en la caracterización de masas rocosas, sino que son inherentes a todas las fases del proceso de diseño de taludes.

Para finalizar se considera apropiado incluir una cita publicada por Einstein & Baecher (1982), ajustando con todo respeto su traducción sin modificar la esencia del mensaje que desean transmitir:

"Cuando se piensa en las fuentes de incertidumbre en ingeniería geológica, priva el hecho de que la incertidumbre es inevitable. Se intenta reducirla tanto como sea posible, pero en última instancia debe ser aceptada. Es un aspecto bien reconocido en el ejercicio profesional del ingeniero. La pregunta apropiada no es si debe considerarse la incertidumbre, sino ¿cómo hacerlo?" (Einstein & Baecher, 1982).

CAPÍTULO V

El Capítulo V, considerado el núcleo del trabajo en extenso, incluye una evaluación pormenorizada de los factores más importantes que intervienen en la caracterización de masas rocosas, su identificación, y los procedimientos normativos y sugeridos para obtener su información (Figura 5.1).

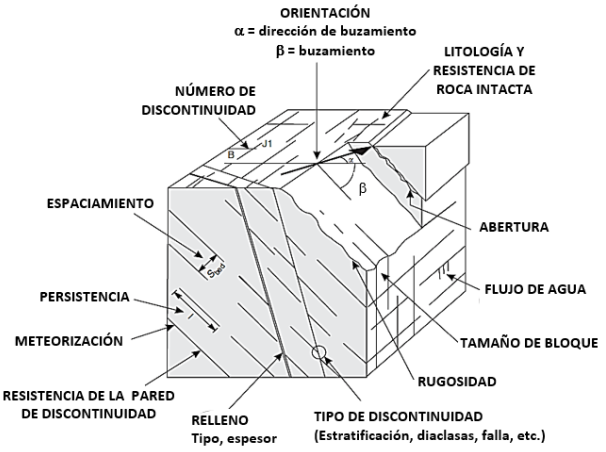


Figura 5.1. Parámetros descriptivos de masas rocosas. (Modificada de Wyllie, 1999).

Particularmente se describen las *pruebas manuales*, el *Martillo de Schmidt* y el *ensayo de carga puntual*, con fines de estimar la compresión sin confinar y el módulo de elasticidad de la roca intacta. Se destaca la importancia de considerar y diferenciar las propiedades de *dureza* y *durabilidad* de las rocas, y su comportamiento cuando son sometidas a ciclos de humedecimiento y secado, indicando diferentes ensayos propuestos para evaluar el potencial de disgregación.

En el marco de este Capítulo, como contribución del autor, se presentan los resultados de una investigación orientada al estudio de la anisotropía de resistencia de rocas de la Cordillera de la Costa de Venezuela, utilizando herramientas sencillas y ensayos básicos. Se incluye una evaluación crítica detallada del uso del *Índice de Calidad de la Roca* (*RQD*), factor incluido en casi todos los sistemas de clasificación geomecánica de masas rocosas, se destacan los aspectos relativos a sus limitaciones y se detalla, para su uso en la práctica, una versión mejorada propuesta para dicho índice.

Especial énfasis se hace en la necesidad de considerar la *meteorización* y sus efectos en las rocas y de incorporar este factor en su caracterización. La experiencia ha permitido concluir que ignorar el efecto de la meteorización con el tiempo y la orientación de las discontinuidades, han sido factores responsables de la ocurrencia de múltiples deslizamientos con las consecuentes pérdidas económicas y víctimas mortales. En este sentido, en cuanto a la meteorización, se indican los minerales más susceptibles a dichos procesos, se formulan recomendaciones para su cuantificación mediante índices físicos, químicos y petrográficos, su efecto en las propiedades mecánicas, y se presentan resultados de investigaciones propias y las publicadas en tesis de grado guiadas por el autor. Un aparte especial se ha dedicado a las discontinuidades originadas por meteorización y finalmente se discute la forma más adecuada para tomar en cuenta tal proceso en la selección de los parámetros de resistencia al corte a ser utilizados en el diseño de taludes. Especial atención se dedica a la denominada *persistencia* de las discontinuidades en el comportamiento de los taludes, factor que tiene una influencia fundamental en la resistencia al corte disponible y es muy difícil de cuantificar en el proceso de caracterización de masas rocosas. Se describe un procedimiento de campo para su estimación y se formulan recomendaciones para investigaciones futuras. El Capítulo contiene además deliberaciones sobre la influencia de la *presencia de agua* y los *esfuerzos in situ* en la estabilidad de taludes, y se ilustra mediante casos reales la *identificación de movimientos antiguos o recientes* en masas rocosas.

En el trabajo original se destaca, por considerarlo de especial importancia, la necesidad y conveniencia de sectorizar el área de estudio en "*dominios lito-estructurales*", actividad esencial antes de iniciar la obtención de información de los parámetros que permiten caracterizar una masa rocosa. Este término implica la diferenciación del tipo de roca y los aspectos de orientación de discontinuidades, y factores adicionales tales como por ejemplo variados grados de meteorización, zonas particularmente afectadas por fallas geológicas, o zonas con evidente presencia de agua subterránea.

Dada la considerable extensión de este Capítulo en el trabajo original para cubrir apropiadamente los múltiples factores inherentes a la caracterización de masas rocosas, el presente documento-resumen se limita a describir los alcances y resultados de la citada investigación llevada a cabo por el suscrito.

5. INVESTIGACIÓN EN ROCAS METAMÓRFICAS Y SEDIMENTARIAS DE LA CORDILLERA DE LA COSTA DE VENEZUELA, FUNDAMENTADA EN RESULTADOS DE PRUEBAS CON EL MARTILLO DE SCHMIDT

5.1. OBJETIVOS Y PROCEDIMIENTO DE INVESTIGACIÓN

Con el fin de contribuir a la elaboración de una base de datos para la estimación de propiedades de las rocas de la Cordillera de la Costa de Venezuela, y particularmente para evaluar la anisotropía que las caracteriza, como parte de las actividades realizadas, se recolectó en distintos afloramientos un total de 25 muestras representativas, 11 rocas metamórficas y 14 sedimentarias de diversas litologías y grados de meteorización, con superficies de foliación y estratificación identificables. Considerando las ventajas del Martillo de Schmidt por ser una herramienta simple, portátil y económica, que puede utilizarse tanto en campo como en laboratorio, en la investigación se consideró su uso con el fin de estimar la resistencia a la compresión sin confinar y el módulo de elasticidad de la roca intacta, parámetros que sirven de fundamento para posteriores estimaciones de resistencia y deformabilidad de la masa rocosa y que son datos requeridos en todos los sistemas de clasificación geomecánica de masas rocosas. Una vez clasificadas visualmente, dichas muestras fueron sometidas a ensayos de absorción rápida, determinación de su peso unitario seco, y seguidamente se realizaron pruebas de impacto con el Martillo de Schmidt Tipo *N* de acuerdo con el procedimiento sugerido por la ASTM (2014). Todas las pruebas se realizaron con el Martillo en posición vertical. Cada muestra fue sometida a prueba tanto perpendicular como paralela a la foliación o estratificación, según el caso. Como paso inicial se determinó el promedio de 10 pruebas en diferentes puntos y se descartaron aquellos que superaban o resultaron inferiores a 7 unidades del valor de dicho promedio; seguidamente tal como lo indica la Norma ASTM, con los valores restantes se determinó el rebote promedio definitivo (*RN*).

Con los valores promedio de *RN* así obtenidos y con el valor correspondiente al peso unitario seco previamente determinado, se estableció el siguiente procedimiento:

1. Con el propósito de utilizar los gráficos y expresiones de Miller (1965), con base en los valores promedio de *RN* obtenidos en cada una de las muestras ensayadas, se estimaron los valores de *RL*, mediante la correlación $RL = 0.94\ RN - 5.98$ (Aydin – ISRM, 2009, 2014). En la Figura 5.2 se presenta la correlación entre los valores de

RN obtenidos perpendicular y paralelamente a los planos de foliación o estratificación, cuyas diferencias revelan las características de anisotropía de las muestras ensayadas. Con el fin de obtener correlaciones entre las diferentes variables, se realizaron análisis de regresión probando cinco ecuaciones típicas, potencial, polinómica, logarítmica, lineal y exponencial, seleccionando la ecuación con el coeficiente de determinación R^2 más alto con la curva que mejor se ajustaba.

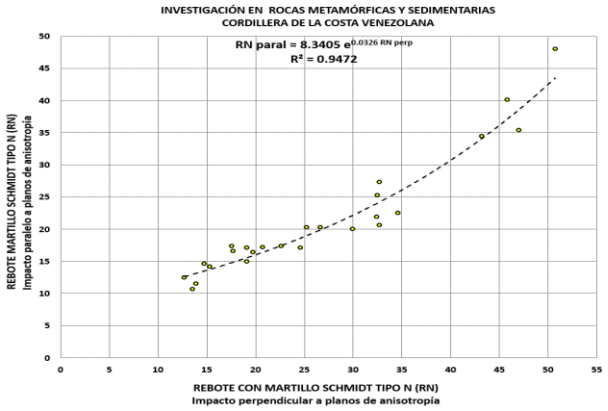


Figura 5.2. Relación entre rebotes (*RN*) perpendiculares y paralelos a los planos de anisotropía (foliación o estratificación).

2. Con los valores promedio de *RL*, se estimaron para las dos direcciones ensayadas, la resistencia a la compresión sin confinar (s_{ci}), comprobándose que todas las estimaciones de esta propiedad mediante los gráficos y ecuaciones de Miller (1965), presentaron buena coincidencia y valores del orden de magnitud esperados con base en experiencias de ensayos de compresión ejecutados en muestras similares. En las columnas centrales de las Tablas 5.1 y 5.2 se indican los valores de compresión sin confinar de la roca intacta estimada para rebotes tanto perpendiculares como paralelos a los planos de anisotropía, y adicionalmente se reportan índices de anisotropía definidos como la relación s_c(paralelo) / s_c(perpendicular) que igualmente pueden denominarse $s_{mín}/s_{máx}$ o $s_{ci(0)}/s_{ci(90)}$. Hay que hacer notar que tales índices de anisotropía no corresponden a los propuestos por Ramamurthy (1993), $s_{máx}/s_{mín}$, y Plinninger (2002) y Plinninger & Alber (2015) $s_{mín}/s_{máx}$, dado que los ensayos realizados paralelos a la foliación o estratificación no corresponden a los verdaderos valores mínimos, los cuales como se ha reportado previamente, resultan al aplicar cargas axiales con un ángulo *b* entre 30° y 45°, siendo *b* el ángulo entre la dirección de esfuerzo axial y la dirección de la anisotropía. Por esta razón en la presente investigación, la relación $s_{mín}/s_{máx}$ se ha denominado *anisotropía aparente de resistencia*.

Nº	DESCRIPCIÓN	Miller (1965) Log(σ_{ci})=0.00875*γ*RL+2.014		Anisotropía aparente de resistencia	Deere & Miller (1966) Ei = 0.19*RL*γ^2- 7.87 ajustada a función potencial con una condición de borde		Anisotropía aparente de deformabilidad
		σ_{ci} perp [MPa]	σ_{ci} paral [MPa]	σ_{ci} paral/σ_{ci} perp	Ei perp [GPa]	Ei paral [GPa]	Ei paral/Ei perp
1	Esquisto cuarzo micáceo, ligeramente calcáreo, marrón.	16.1	11.6	0.72	5.84	4.93	0.84
2	Esquisto cuarzo micáceo con budines de cuarzo paralelos a foliación, marrón y gris	18.6	15.3	0.82	7.07	3.73	0.53
3	Esquisto cuarzo micáceo, foliación poco penetrativa, marrón y gris	25.5	17.4	0.68	12.77	5.33	0.42
4	Esquisto cuarzo micáceo muy meteorizado con manchas de oxidación, marrón amarillento	13.6	13.4	0.99	2.24	2.12	0.95
5	Esquisto cuarzo micáceo muy meteorizado. Foliación fina. Gris y plateado	13.7	12.2	0.89	2.72	1.20	0.44
6	Gneis esquistoso, foliación poco penetrativa, gris oscuro	27.7	20.2	0.73	15.14	8.20	0.54
7	Esquisto cuarzo micáceo meteorizado con lentes de cuarzo y oquedades, ligeramente calcáreo	16.8	16.7	0.99	5.67	5.58	0.98
8	Esquisto cuarzo micáceo medianamente calcáreo, marrón y gris	19.5	15.7	0.81	7.07	5.34	0.76
9	Augengneis. Foliación poco penetrativa, gris claro con lentes blanquecinos de cuarzo	38.2	22.4	0.59	22.93	9.80	0.43
10	Esquisto cuarzo micáceo calcáreo , gris	20.7	17.4	0.84	8.55	5.42	0.63
11	Caliza marmórea cristalina, gris oscura	93.6	81.8	0.87	55.07	49.67	0.90

Tabla 5.1. Rocas metamórficas investigadas. A la izquierda listado de valores de compresión sin confinar estimados en función de rebotes con Martillo de Schmidt, y valores de índices de anisotropía que relacionan los valores máximos y mínimos obtenidos según las pruebas perpendiculares y paralelas a la foliación. A la derecha valores de módulos de elasticidad estimados según ecuación de Deere & Miller (1966) ajustándola a una función potencial, según ecuación propuesta en la presente investigación para rebotes *RL* < 10 tanto perpendiculares como paralelos a los planos de anisotropía.

Nro.	DESCRIPCIÓN	Miller (1965) Log(σci)=0.00875*γ*RL+2.014		Anisotropía aparente de resistencia	Deere & Miller (1966) Ei = 0.19*RL*γ² - 7.87 ajustada a función potencial con una condición de borde		Anisotropía aparente de deformabilidad
		σci perp [MPa]	σci paral [MPa]	σci paral/σci perp	Ei perp [GPa]	Ei paral [GPa]	Ei paral/Ei perp
12	Ftanita calcárea color crema y gris oscuro	33.0	20.1	0.61	19.42	7.91	0.41
13	Ftanita calcárea color crema y gris oscuro	63.9	41.3	0.65	40.60	26.06	0.64
14	Ftanita calcárea color crema y gris oscuro	35.1	27.7	0.79	23.37	16.06	0.69
15	Ftanita calcárea color crema y gris oscuro	72.5	54.5	0.75	45.42	35.18	0.77
16	Ftanita calcárea color crema y gris oscuro	81.5	43.5	0.53	47.72	27.44	0.58
17	Ftanita de color crema	15.2	15.1	0.99	3.52	3.45	0.98
18	Ftanita calcárea crema y gris oscuro	41.9	22.8	0.54	26.21	10.43	0.40
19	Arenisca de grano fino a medio, blanquecina	34.8	19.7	0.57	23.33	8.49	0.36
20	Arenisca de grano medio amarillenta y blanquecina	15.7	14.9	0.95	3.94	3.18	0.81
21	Arenisca conglomerática blanquecina	24.2	19.3	0.80	13.46	8.20	0.61
22	Arenisca de grano fino, ligeramente calcárea, blanquecina	18.7	16.1	0.86	7.62	4.77	0.63
23	Arenisca de grano fino, ligeramente calcárea, blanquecina	14.4	12.8	0.89	2.98	1.58	0.53
24	Arenisca de grano fino, color marrón	32.8	26.0	0.79	22.99	13.57	0.59
25	Arenisca de grano fino, gris con manchas blanquecinas y rojizas	22.3	17.3	0.78	10.54	5.58	0.53

Tabla 5.2. Rocas sedimentarias investigadas. A la izquierda listado de valores de compresión sin confinar estimados en función de rebotes con Martillo de Schmidt, y valores de índices de anisotropía aparentes que relacionan los valores máximos y mínimos obtenidos según las pruebas perpendiculares y paralelas a la foliación. A la derecha se indican valores de módulos de elasticidad estimados según ecuación de Deere & Miller (1966), ajustándola a una función potencial, según ecuación propuesta en la presente investigación para rebotes *RL* < 10 tanto perpendiculares como paralelos a los planos de anisotropía.

La Figura 5.3 permite interpretar una tendencia a la disminución de la resistencia a la compresión sin confinar (s_{ci}) con el índice de absorción (*Ia*). La Figura 5.4 es de utilidad para estimar s_{ci} en función de los valores de impactos perpendiculares y paralelos a los planos de anisotropía con el Martillo de Schmidt Tipo *L*.

En la Figura 5.5 se puede observar la relación entre la resistencia a la compresión sin confinar en dirección perpendicular y en dirección paralela a los planos de anisotropía.

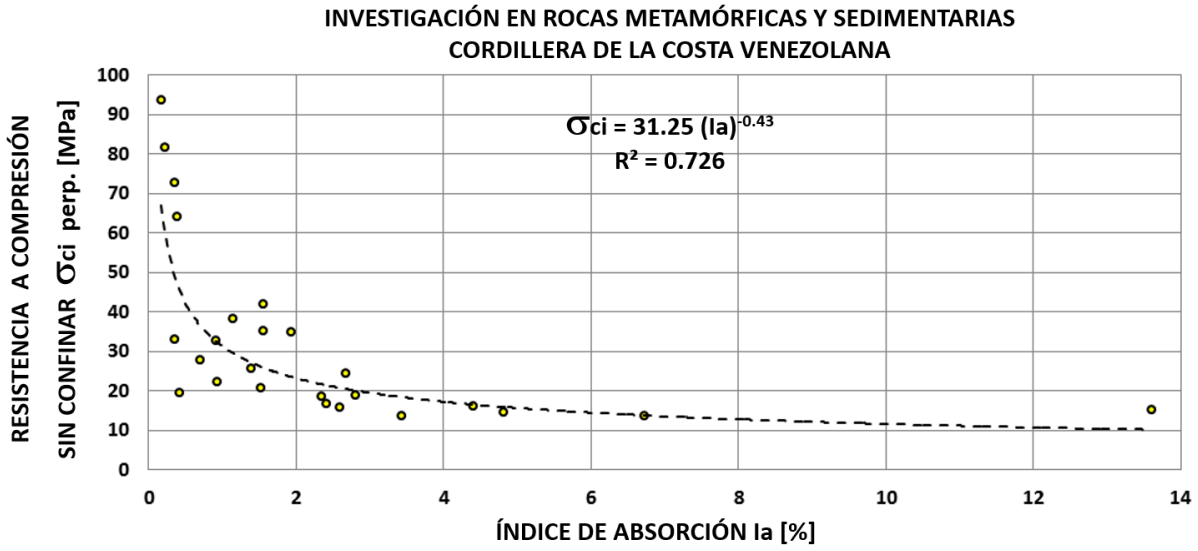


Figura 5.3. Relación entre resistencia a la compresión de la roca intacta y el índice de absorción para todas las muestras ensayadas.

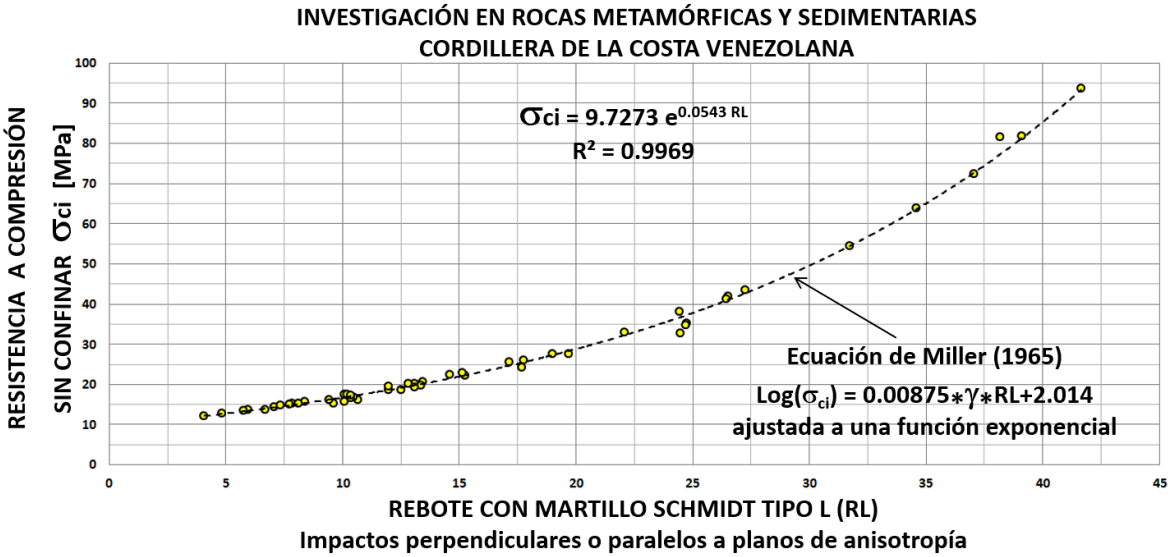


Figura 5.4. Gráfico y ecuación que permite la estimación de la resistencia a la compresión sin confinar de la roca, en función del rebote del Martillo de Schmidt tipo *L*, perpendiculares o paralelos a planos de foliación o estratificación.

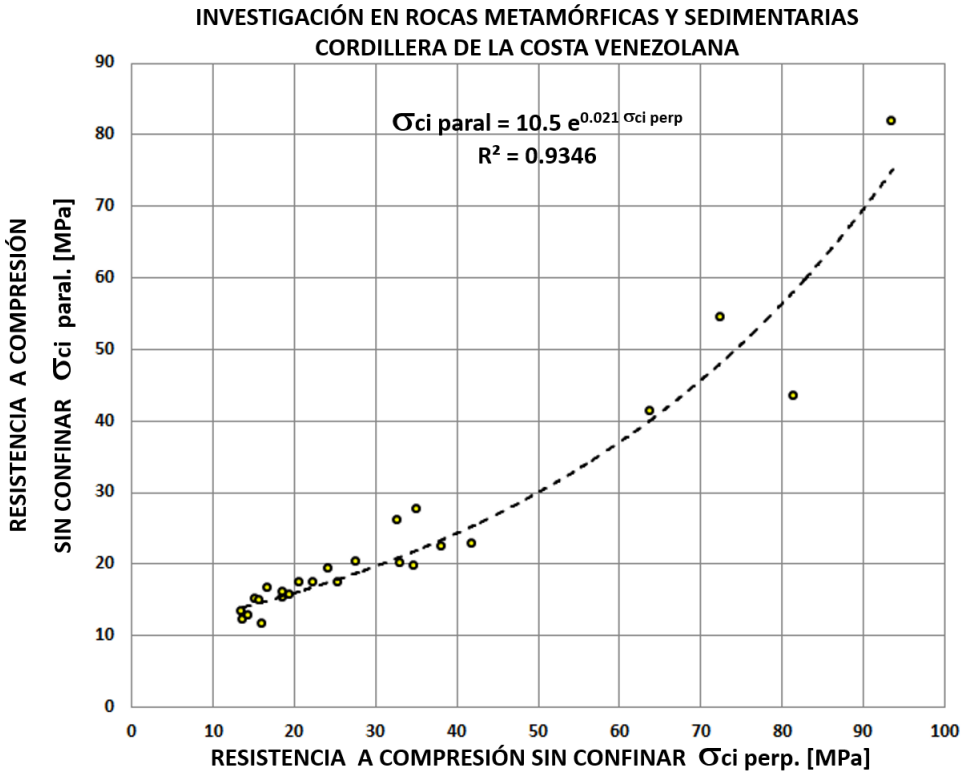


Figura 5.5. Correlación entre la resistencia a la compresión sin confinar en dirección perpendicular y en dirección paralela a los planos de anisotropía

.3. Se procedió a la estimación del módulo de elasticidad (*Ei*) según los gráficos de Miller (1965) y Deere & Miller (1966), y la correlación $Ei = 0.19\ RL*g^2 - 7.87$. En este caso, la evaluación de resultados reveló que dichas expresiones no resultaron lógicas para valores bajos de rebote, obteniéndose inclusive resultados de módulos negativos. En este sentido, luego de realizar una evaluación y comparación de valores obtenidos mediante la lectura y evaluación de una cantidad significativa de correlaciones publicadas, se llegó a la conclusión que las expresiones de Miller y de Deere & Miller solo deberían ser utilizadas para valores $RL > 10$ tanto para el caso de rebotes perpendiculares, como rebotes paralelos a los planos de anisotropía.

4. Para resolver las limitaciones de estimación del *Ei* en el caso de bajos valores de rebote mediante las relaciones propuestas por Deere & Miller, se decidió buscar una función integral que, respetando las predicciones de

dichos autores con su ecuación, se extendiera además a la zona de rebotes *RL* < 10. Revisando en la literatura los valores más bajos de módulos que se han obtenido en rocas débiles, y considerando que conceptualmente dicha función integral no debe extenderse al origen de coordenadas, se decidió definir una condición de borde representada por valores mínimos de *RL* = 1 y *Ei* = 0.1 GPa. En tal sentido fue posible interpretar una sola función potencial la cual se propone en el presente trabajo, ajustando la relación de Deere & Miller y extendiéndola a la referida condición de borde; este procedimiento se realizó tanto para el caso de rebotes perpendiculares, como de rebotes paralelos. La expresión propuesta para ser utilizada independientemente de que el rebote con Martillo tipo *L* se realice perpendicular o paralelamente al plano de anisotropía, resultó ser la siguiente:

$$Ei = 0.119\,(RL)^{1.6458} \ldots\ldots R^2 = 0.9817$$

En las columnas de la derecha de las Tablas 5.1 y 5.2 previamente mencionadas, se indican los valores de *Ei* en función de los valores de impactos perpendiculares y paralelos a los planos de anisotropía, con el Martillo de Schmidt Tipo *L*, y se incluye la denominada *anisotropía aparente de deformabilidad,* relacionando los valores de *Ei* mínimos con los valores de *Ei* máximos. La Figura 5.6 permite estimar el módulo de elasticidad *Ei* en función del rebote *RL*, y la Figura 5.7 presenta la correlación entre los módulos de elasticidad perpendiculares y paralelos a los planos de anisotropía.

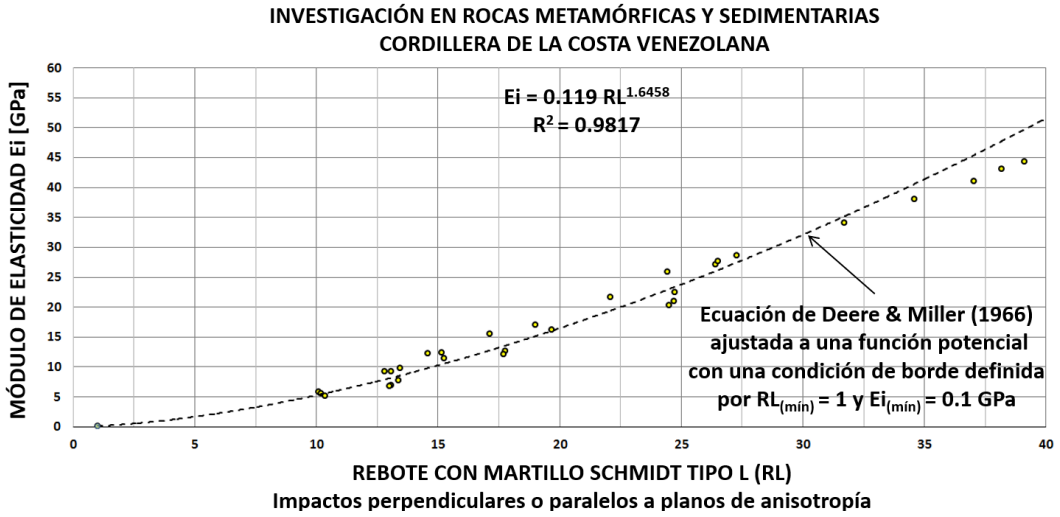


Figura 5.6. Estimación del módulo de elasticidad con base en valores de rebote con el Martillo Schmidt Tipo *L,* perpendiculares o paralelos a planos de foliación o estratificación.

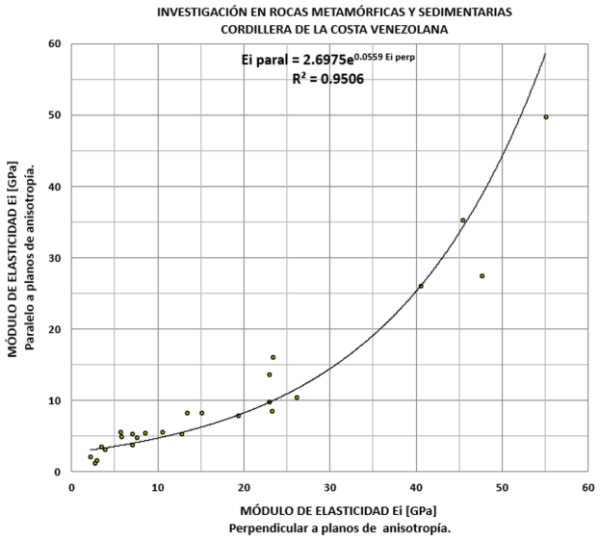


Figura 5.7. Correlación entre el módulo de elasticidad en dirección perpendicular y en dirección paralela a los planos de anisotropía.

5.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES DE LA INVESTIGACIÓN

Con base en los resultados obtenidos en las 25 muestras investigadas, se formulan las siguientes conclusiones:

1. Existe una clara tendencia hacia la disminución de la resistencia a compresión sin confinar con el incremento del índice de absorción, lo cual revela que este sencillo índice puede servir de guía general para anticipar preliminarmente el orden de magnitud de la resistencia de las rocas intactas.
2. Los valores de rebote con el Martillo de Schmidt perpendiculares a los planos de foliación o de estratificación resultaron siempre mayores u ocasionalmente iguales a los rebotes en dirección paralela a dichos planos. De igual manera, los valores de resistencia de compresión sin confinar estimados para los ensayos perpendiculares resultaron siempre mayores o con muy poca diferencia respecto a la resistencia estimada en dirección paralela.

3. La anisotropía aparente de resistencia definida por la relación $s_{c(mín)}$ / $s_{c(máx)}$, equivalente a $s_{c(0\ )}$ / $s_{c(90)}$, varió entre 0.53 y 0.99; con base en estos valores, las rocas ensayadas, según la Clasificación de Plinninger & Alber (2015), corresponden preliminarmente a la descripción *moderadamente a significativamente anisotrópicas*. Considerando que los múltiples ensayos de resistencia publicados revelan que la $s_{c(mín)}$ verdadera se manifiesta con valores de b entre 30° y 45°, es evidente que el valor estimado con los impactos en forma paralela (b = 0°) debe reducirse por un coeficiente para estimar el verdadero valor mínimo y como consecuencia estimar el índice de anisotropía real. Tomando en cuenta que a juicio del autor los valores obtenidos con rebotes paralelos a los planos de anisotropía son menos confiables debido a que dependen de la resistencia a la tracción en dichos planos, se consideró conveniente para estimar el $s_{c(mín)}$ verdadero, reducir el valor obtenido para rebotes perpendiculares a los planos de anisotropía (b = 90°) definiendo un rango de coeficientes respaldado por resultados de ensayos publicados. En este sentido, luego de revisar múltiples publicaciones con resultados de ensayos de compresión sin confinar en diferentes tipos de rocas, se propone como una primera aproximación para estimar el $s_{c(mín)}$ verdadero, multiplicar los valores de resistencia obtenidos indirectamente con el Martillo de Schmidt en dirección perpendicular a los planos de foliación o estratificación, por los coeficientes recomendados en la Tabla 5.3. Si las rocas se observan meteorizadas, particularmente más micáceas o de aparente resistencia débil, el coeficiente a seleccionar corresponderá a los valores más bajos del rango propuesto.

ROCA	RANGO DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DEL $\sigma c_{(máx)} = \sigma c_{(90)}$ OBTENIDO CON BASE A REBOTES DE SCHMIDT PERPENDICULARES A PLANOS DE ANISOTROPÍA, PARA ESTIMAR El $\sigma c_{(min)}$ VERDADERO Y DEFINIR EL ÍNDICE DE ANISOTROPÍA EN ETAPAS INICIALES DE CARACTERIZACIÓN DE LA ROCA INTACTA.
Pizarras y filitas micáceas	0.05 - 0.20
Esquistos micáceos	0.20 – 0.40
Esquistos y filitas cuarcíferas	0.50 – 0.60
Gneises, mármoles, calizas y areniscas	0.60 – 0.80
Lutitas, limolitas y lodolitas	0.25 – 0.35

Tabla 5.3. Rango de coeficientes de reducción de la $s_{c(máx)}$ obtenida con base en valores de rebote con el Martillo de Schmidt con impactos perpendiculares a los planos de anisotropía, propuestos para una estimación de la resistencia mínima verdadera a la compresión sin confinar en roca intacta $s_{c(mín)}$.

Una vez reducido el valor de $s_{c(máx)}$ con el coeficiente seleccionado, equivalente a $s_{c(90)}$ estimado con el Martillo de Schmidt, se estimó la resistencia mínima, el Índice de Anisotropía verdadero (*AI*) y el término descriptivo correspondiente con base en la Clasificación de Plinninger (2002) y Plinninger & Alber (2015), indicada en la Tabla 5.4. Según ha sido definido, el coeficiente de reducción de $s_{c(máx)}$ se corresponde con el Índice de Anisotropía de Plinninger (*AI)*. En las Tablas 5.5 y 5.6 se presentan para el caso de rocas metamórficas y sedimentarias, respectivamente, los correspondientes coeficientes de reducción y los índices de anisotropía según la Clasificación de Plinninger (2002) y Plinninger & Alber (2015), e igualmente se indica la Clasificación de Singh et al. (1989) en función del índice de anisotropía (*Ri*) definido por estos autores.

Los resultados obtenidos de la investigación permiten concluir que los gneises y areniscas son clasificados de moderadas a baja anisotropía según ambos grupos de autores, mientras que los esquistos y ftanitas resultan ser muy anisotrópicos según Plinninger, y medianamente anisotrópicos según Singh et al.

AI = σc(mín)/σc(máx)	TÉRMINO DE LA CLASIFICACIÓN
1.0	Idealmente isotrópico
0.8 – 1.0	Ligeramente anisotrópico
0.6 – 0.8	Moderadamente anisotrópico
0.4 – 0.6	Significativamente anisotrópico
0.2 – 0.4	Muy anisotrópico
< 0.2	Extremadamente anisotrópico

Tabla 5.4. Clasificación de anisotropía de resistencia de rocas según Plinninger (2002) y Plinninger & Alber (2015), indicando términos descriptivos para diferentes valores del índice de anisotropía *AI*.

DESCRIPCIÓN	$\sigma_{ci(máx)} = \sigma_{ci(90)}$ [MPa]	Coeficiente de reducción estimado	$\sigma_{ci(mín)} = \sigma_{ci(0)}$ [MPa]	Clasificación Plinninger & Alber (2015)	Índice (Rc) anisotropía Singh et al. (1989) $\sigma_{ci(máx)} / \sigma_{ci(mín)}$	Clasificación Singh et al. (1989)
Esquisto cuarzo micáceo, ligeramente calcáreo, marrón	16.1	0.30	4.83	Muy anisotrópico	3.33	Medianamente anisotrópico
Esquisto cuarzo micáceo con budines de cuarzo paralelos a foliación, marrón y gris	18.6	0.30	5.58	Muy anisotrópico	3.33	Medianamente anisotrópico
Esquisto cuarzo micáceo, foliación poco penetrativa, marrón y gris	25.5	0.30	7.65	Muy anisotrópico	3.33	Medianamente anisotrópico
Esquisto cuarzo micáceo muy meteorizado con manchas de oxidación, marrón amarillento	13.6	0.30	4.08	Muy anisotrópico	3.33	Medianamente anisotrópico
Esquisto cuarzo micáceo muy meteorizado. Foliación fina. Gris y plateado	13.7	0.30	4.11	Muy anisotrópico	3.33	Medianamente anisotrópico
Gneis esquistoso, foliación poco penetrativa, gris oscuro	27.7	0.70	19.39	Moderadamente anisotrópico	1.43	Baja anisotropía
Esquisto cuarzo micáceo meteorizado con lentes de cuarzo y oquedades, ligeramente calcáreo	16.8	0.30	5.04	Muy anisotrópico	3.33	Medianamente anisotrópico
Esquisto cuarzo micáceo medianamente calcáreo, marrón y gris	19.5	0.30	5.85	Muy anisotrópico	3.33	Medianamente anisotrópico
Augengneis. Foliación poco penetrativa, gris claro con lentes blanquecinos de cuarzo	38.2	0.70	26.74	Moderadamente anisotrópico	1.43	Baja anisotropía
Esquisto cuarzo micáceo calcáreo , gris	20.7	0.30	6.21	Moderadamente anisotrópico	3.33	Medianamente anisotrópico
Caliza marmórea cristalina, gris oscura	93.6	0.70	65.52	Moderadamente anisotrópico	1.43	Baja anisotropía

Tabla 5.5. Clasificación de las rocas metamórficas investigadas según los índices de anisotropía propuestos por Plinninger & Alber (2015), y Singh et al. (1989).

DESCRIPCIÓN	$\sigma_{ci(máx)} = \sigma_{ci(90)}$ [MPa]	Coeficiente de reducción estimado	$\sigma_{ci(mín)} = \sigma_{ci(0)}$ [MPa]	Clasificación Plinninger & Alber (2015)	Índice (Rc) anisotropía Singh et al. (1989) $\sigma_{ci(máx)} / \sigma_{ci(mín)}$	Clasificación Singh et al. (1989)
Ftanita calcárea color crema y gris oscuro	33.0	0.30	9.9	Muy anisotrópico	3.33	Medianamente anisotrópico
Ftanita calcárea color crema y gris oscuro	63.9	0.30	19.17	Muy anisotrópico	3.33	Medianamente anisotrópico
Ftanita calcárea color crema y gris oscuro	35.1	0.30	10.53	Muy anisotrópico	3.33	Medianamente anisotrópico
Ftanita calcárea color crema y gris oscuro	72.5	0.30	21.75	Muy anisotrópico	3.33	Medianamente anisotrópico
Ftanita calcárea color crema y gris oscuro	81.5	0.30	24.45	Muy anisotrópico	3.33	Medianamente anisotrópico
Ftanita de color crema	15.2	0.30	4.56	Muy anisotrópico	3.33	Medianamente anisotrópico
Ftanita calcárea crema y gris oscuro	41.9	0.30	12.57	Muy anisotrópico	3.33	Medianamente anisotrópico
Arenisca de grano fino a medio, blanquecina	34.8	0.65	22.6	Moderadamente anisotrópico	1.54	Baja anisotropía
Arenisca de grano medio amarillenta y blanquecina	15.7	0.65	10.2	Moderadamente anisotrópico	1.54	Baja anisotropía
Arenisca conglomerática blanquecina	24.2	0.65	15.7	Moderadamente anisotrópico	1.54	Baja anisotropía
Arenisca de grano fino, ligeramente calcárea, blanquecina	18.7	0.65	12.2	Moderadamente anisotrópico	1.54	Baja anisotropía

Tabla 5.6. Clasificación de las rocas sedimentarias investigadas según los índices de anisotropía propuestos por Plinninger & Alber (2015), y Singh et al. (1989).

El procedimiento empleado de obtener valores de rebotes perpendiculares y paralelos al plano de anisotropía incipiente (foliación o estratificación), permite razonablemente aceptar que los rebotes perpendiculares a dicho plano de anisotropía ($b = 90°$) pueden considerarse como valores máximos, sin embargo, los rebotes paralelos al plano de anisotropía ($b = 0°$) no necesariamente corresponden a valores de resistencia mínima, tal como lo han demostrado en numerosos ensayos investigadores como Donath (1963), McLamore & Gray (1967), Hoek & Brown (1980), Ramamurthy (1993), y Plinninger & Alber (2015), y por el suscrito en ensayos realizados en rocas metamórficas.

Las diferentes investigaciones publicadas conducen a concluir que el valor mínimo de resistencia se obtiene cuando el ángulo *(b)* entre la aplicación de la carga y la orientación del plano de anisotropía, está en un rango de 30° a 45°, predominando el valor de 30°.

En trabajos convencionales de caracterización de masas rocosas, se propone adoptar para los valores obtenidos con *b*

= 90°, los coeficientes de reducción aplicables al $s_{c(máx)}$, indicados previamente, y de esta forma, disponer de valores aproximados de la resistencia mínima ($s_{c(min)}$).

De acuerdo con los resultados estimados para los módulos de elasticidad *Ei* en las muestras investigadas, se concluye que dichos valores resultaron superiores cuando el impacto se realizó perpendicularmente a la foliación o estratificación (b = 90°). Una evaluación de varias investigaciones entre las cuales se pueden citar Ajalloeian & Lashkaripour (2000, 2009), Nasseri et al. (2003), Saroglou et al. (2003), Nguyen (2013) y Park & Min (2015), las cuales reportan ensayos directos de determinación de módulos en diferentes rocas, conduce a concluir que, con pocas excepciones, los valores de *Ei* con b = 0° son superiores comparativamente a los obtenidos con b = 90°. Los resultados de tales publicaciones discrepan de los obtenidos estimados indirectamente con los rebotes del Martillo de Schmidt en las muestras de la Cordillera de la Costa. Solamente algunos ensayos publicados por Khanlari et al. (2014) muestran valores máximos de módulos de elasticidad cuando la aplicación de la carga es perpendicular a los planos de anisotropía (b = 90°). Es de resaltar que la gran mayoría de las múltiples correlaciones publicadas, revelan que mientras mayor es el número de rebotes, mayor es el valor del módulo de elasticidad, y si los impactos perpendiculares a los planos de anisotropía resultan mayores como es el caso de los obtenidos en la presente investigación, tales ecuaciones darían como resultados módulos de elasticidad mayores. Con base en lo expuesto las citadas discrepancias conducen a recomendar trabajos de investigación que permitan comparar valores de módulos de elasticidad estimados indirectamente mediante rebotes del Martillo de Schmidt, con valores de módulos determinados directamente en ensayos de compresión uniaxial y triaxial.

CAPÍTULO VI

Para fines de este documento-resumen en este Capítulo se describen los diferentes mecanismos de rotura en masas rocosas, y se clasifican los modos de falla en *estructurales* los cuales comprenden fallas planares, cuneiformes y de volcamiento, y *no estructurales* con desplazamientos a lo largo de superficies de falla independientes de la orientación de discontinuidades. En particular, para el caso de fallas planares, se hace referencia a fallas por pandeo o flexión de bloques en taludes cinemáticamente estables, cuya evolución puede conducir a indeseables avalanchas de rocas. En el trabajo original se describe adicionalmente el modo de rotura de otros materiales que por su naturaleza se pueden considerar muy especiales en cuanto a su comportamiento en estabilidad de taludes. En este último grupo se pueden citar suelos de origen coluvial con fragmentos angulares, y aluviales con fragmentos redondeados, principalmente aquellos en los cuales, por su alto porcentaje de fragmentos de rocas embebidos en una matriz de granulometría fina, se han denominado suelos "*clasto-soportados*" y "*bimsoils*".

6. MODOS DE FALLA EN MASAS ROCOSAS

La Figura 6.1 ilustra los cuatro tipos de fallas mencionados, publicados por Hoek & Bray (1981) y posteriormente por Wyllie & Mah (2005).

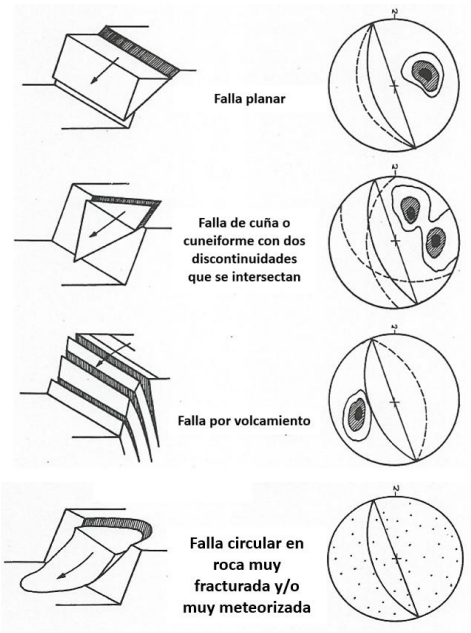


Figura 6.1. Tipos de falla en masas rocosas y su apariencia en proyecciones hemisféricas. (Modificada de Hoek & Bray, 1981).

6.1. FALLAS PLANARES

Consisten en el movimiento traslacional de bloques de rocas sobre una discontinuidad, y para su ocurrencia deben presentarse las siguientes condiciones geométricas y cinemáticas:

- El plano de discontinuidad sobre el cual ocurre el desplazamiento debe tener un rumbo aproximadamente paralelo al frente del talud (diferencia de rumbos ≤ 20º).
- La discontinuidad debe tener un ángulo de buzamiento (ψ_d) menor que el ángulo de inclinación (ψ_T) del talud, en otras palabras, la discontinuidad debe intersectar el frente de exposición del talud, o sea $\psi_d < \psi_T$. Esta relación geométrica define una condición de potencial inestabilidad, comúnmente denominada cinemáticamente inestable.
- En casos de resistencia puramente friccionante, para que ocurra el deslizamiento el buzamiento de la discontinuidad que conforma el plano de falla (ψ_d), debe ser mayor que el ángulo de fricción (f), es decir $\psi_d > f$. Para cualquier otra condición, la resistencia al corte movilizada en la discontinuidad debe ser menor que la requerida para asegurar la estabilidad. Esta comparación de resistencias define si la calificada previamente como condición cinemáticamente inestable, resulta ser mecánicamente inestable o estable.
- Deben existir superficies laterales de relevamiento de esfuerzos que contribuyen con muy poca o nula resistencia al deslizamiento, las cuales constituyen o definen los bordes del bloque deslizante.

De cumplirse las condiciones o relaciones anteriormente indicadas, el análisis de estabilidad puede realizarse en forma bidimensional, considerando que no se produce rotura de la roca intacta, y el bloque deslizado se considera rígido, indeformable y no sujeto a momentos. Las fallas planares pueden desarrollarse con o sin grieta de tracción en su zona crestal.

Las fotos de la Figura 6.2, muestran casos de grietas de tracción controladas por la orientación de discontinuidades.

La Figura 6.3 muestra ejemplos de taludes que aun presentando condiciones cinemáticas para la posible ocurrencia de fallas planares, se conservan actualmente estables; estas observaciones permiten inferir que la resistencia al corte en la discontinuidad es superior al esfuerzo cortante actuante movilizado por la componente tangencial del peso de la masa rocosa. Las Figuras 6.4 y 6.5 muestran deslizamientos planares controlados por planos de estratificación y por diaclasas, respectivamente. Asumiendo un factor de seguridad ligeramente superior a la condición de equilibrio límite, se puede realizar un retrocálculo para obtener una primera estimación del orden de magnitud de los parámetros de resistencia al corte en el material menos resistente el cual controlaría la potencial superficie de deslizamiento.



Figura 6.2. Ejemplos que ilustran deslizamientos planares en los cuales la grieta de tracción es controlada por la orientación de otras discontinuidades presentes en las masas rocosas, en estos casos diaclasas con buzamientos contrarios al frente de exposición de los taludes.



Figura 6.3. Ejemplos de condiciones de inestabilidad cinemática para fallas de tipo planar. a) En planos de estratificación de areniscas. b) En areniscas interestratificadas con lutitas. En este último caso, la estabilidad depende de la resistencia al corte de la lutita que es la litología menos competente.



Figura 6.4. Ejemplos de deslizamiento planares de bloques de areniscas competentes sobre capas de lutitas de baja resistencia al corte.



Figura 6.5. Ejemplos de deslizamientos planares localizados de bloques a lo largo de planos de diaclasas subpersistentes. En ambos casos, la foliación presenta buzamiento contrario al talud, favorable a la estabilidad.

En mecanismos de falla planar como los mostrados y en otros mecanismos controlados por la orientación de discontinuidades, es sumamente importante que durante el reconocimiento geológico con fines de caracterización de la masa rocosa, se trate de identificar espesores pequeños de rocas de muy baja resistencia al corte los cuales eventualmente podrían ser inadvertidos, y más aún en perforaciones exploratorias en las cuales pueden ser lavados durante la recuperación de núcleos con métodos rotativos e inyección de agua. Estos pequeños espesores de lutitas en rocas sedimentarias, y filitas sericíticas en rocas metamórficas, son potenciales superficies de deslizamiento, principalmente en secuencias con predominio de rocas muy competentes. Véase Figura 6.6.



Figura 6.6. Capa de lutita gris negruzca con espesor menor de 1 cm, interestratificada con areniscas y lutitas más duras, a lo largo de la cual se han generado desplazamientos en un talud de corte excavado para la construcción de una Autopista.

Una opción que en muchas oportunidades se adopta para evitar la ocurrencia de fallas planares, es cortar el talud paralelo a la orientación de la discontinuidad con el fin de eliminar la condición cinemática de deslizamiento, tal como se ilustra en la Figura 6.7. Esta solución es más factible para el caso de ángulos altos de buzamiento ya que si los buzamientos son menores de 45° implicarían un incremento importante en los movimientos de tierra principalmente en zonas montañosas.

Evidentemente hay que evaluar la situación en cada caso y analizar detalladamente desde el punto de vista técnico y económico las opciones de taludes de corte con pendientes cinemáticamente estables y taludes de mayor ángulo de inclinación con obras de estabilización para satisfacer los factores de seguridad en cuanto a su estabilidad.

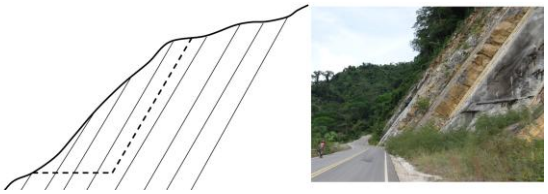


Figura 6.7. Diagrama ilustrativo y talud de corte con pendiente paralela al buzamiento de planos de estratificación.

Otro aspecto a tomar en cuenta en este tipo de soluciones con pendientes paralelas al buzamiento de la discontinuidad desfavorable a la estabilidad, es el espesor de capas y la frecuencia de diaclasas que caracteriza la masa rocosa. La experiencia obtenida en el comportamiento de taludes para vialidad que han sido cortados paralelos al buzamiento de la discontinuidad con orientación desfavorable, pero con espesores de capa menores de 30 cm y frecuencias de fracturas mayores a 20:1, es que la mencionada configuración puede originar fallas por pandeo o flexión de bloques (buckling); en la medida que van evolucionando tales pandeos producen indeseables avalanchas de rocas con el consecuente riesgo para los usuarios de la vía. Un ejemplo de este tipo de problemas puede observarse en las Figuras 6.8 y 6.9. Adicionalmente si la roca intacta es de baja resistencia, es necesario analizar la estabilidad con superficies de falla compuestas que se pueden desarrollar siguiendo en parte las discontinuidades y en otros tramos cortando la roca intacta débil.



Figura 6.8. Desarrollo progresivo de fallas por flexión o pandeo en talud de corte excavado con pendiente paralela al ángulo de buzamiento de planos de estratificación.



Figura 6.9. Continuación del proceso de flexión y separación de bloques ilustrados en la Figura anterior, culminando en una avalancha de rocas que se tornan más riesgosas en el caso de altos buzamientos.

6.2. FALLAS CUNEIFORMES O DE CUÑA

El caso más sencillo de fallas cuneiformes ocurre por deslizamiento en bloques resultantes de la intersección de dos discontinuidades, cuyo movimiento está controlado por la dirección de dicha recta de intersección, tal como se ilustra en la Figura 6.10. El bloque fallado se considera un tetraedro cuyas caras están definidas por los dos planos de discontinuidad, la cara o frente de exposición del talud y la cresta del mismo. Este tipo de falla debe ser analizado por métodos tridimensionales, bien por análisis vectoriales o mediante el uso de proyecciones hemisféricas con las conocidas redes equiareal y equiangular, identificadas como Red de Schmidt y Red de Wulff, respectivamente.

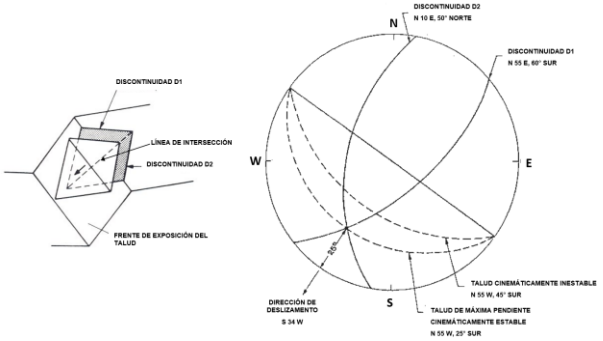


Figura 6.10. Diagrama ilustrativo de una falla cuneiforme y su representación en proyección hemisférica.

La Figura 6.11 muestra un ejemplo representativo de fallas de tipo cuneiforme en masas rocosas sedimentarias y metamórficas, respectivamente. La forma más sencilla y práctica de visualizar este tipo de fallas es utilizando las proyecciones hemisféricas las cuales se consideran como una excelente herramienta debido a que permiten visualizar tridimensionalmente la problemática de estabilidad. Los conceptos fundamentales para evaluaciones y análisis de estabilidad mediante el uso de proyecciones hemisféricas pueden ser consultados en Hoek & Bray (1981), Goodman (1976, 1989), Goodman & Shi (1985) y Salcedo (1978).



Figura 6.11. Ejemplo de falla cuneiforme por intersección de dos diaclasas. Los planos de estratificación buzan en sentido contrario al frente de exposición del talud.

En masas rocosas con discontinuidades poco persistentes, las fallas cuneiformes se concretan generalmente a sectores en el frente de exposición de los taludes con bloques de volúmenes limitados, tal como puede apreciarse en los ejemplos de las fotos incluidas en la Figura 6.12.



Figura 6.12. Ejemplos de indicios de deslizamientos cuneiformes localizados en frentes de exposición de distintos taludes excavados en diferentes tipos de masas rocosas.

Con respecto a la fase de análisis de estabilidad de fallas cuneiformes, existe una tendencia a utilizar idénticos valores de resistencia al corte para ambas discontinuidades involucradas, lo cual puede conducir a resultados muy apartados de la realidad. Como ejemplo, nótese en la Figura 6.13 que una simple observación de cada una de las discontinuidades involucradas permite aseverar que una de ellas es ondulada y muy rugosa, y la otra planar y ligeramente rugosa, observaciones que llevan a concluir que tienen valores diferentes de resistencia al corte. Este caso es un ejemplo adicional de la importancia de las observaciones de campo durante el proceso de caracterización de masas rocosas.

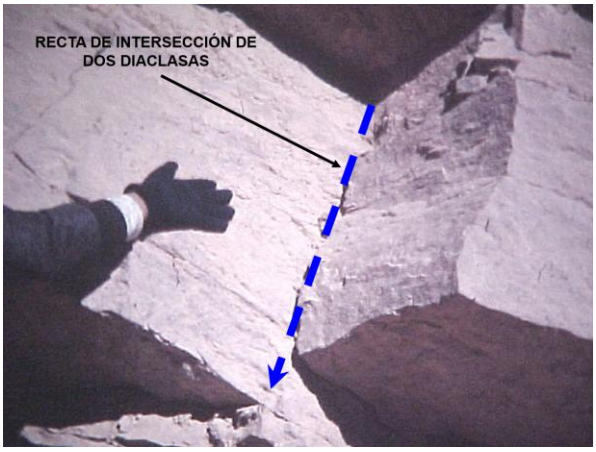


Figura 6.13. Ejemplo de falla cuneiforme con recta de intersección entre dos diaclasas, una a la izquierda, plana y ligeramente rugosa, y otra a la derecha ondulada y muy rugosa.

6.3. FALLAS DE VOLCAMIENTO

Este tipo de fallas ocurre mayormente en masas rocosas con discontinuidades que presentan buzamientos altos en sentido contrario al frente de exposición del talud. El movimiento comprende el volcamiento (toppling) de bloques de roca que tratan de flexionarse y caen por su propio peso. Hoek & Bray (1981) y Goodman & Bray (1976) diferencian tres clases clasificadas como flexural, de bloques y mixta. La prueba cinemática en proyecciones hemisféricas con el fin de identificar posibles fallas de esta tipología se ilustra en la Figura 6.14.

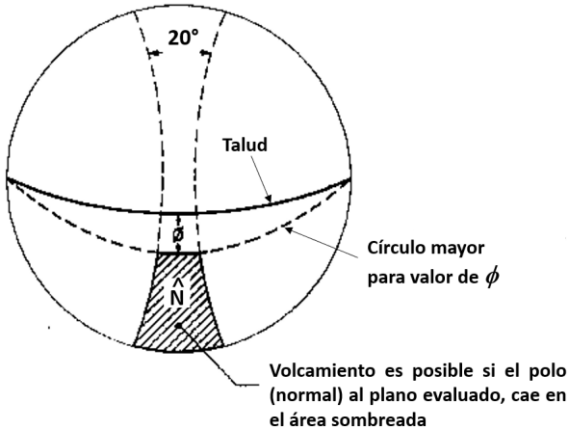


Figura 6.14. Condiciones cinemáticas para deslizamiento por flexión que precede al volcamiento. (Modificado de Goodman & Bray, 1976).

La Figura 6.15 muestra el caso de una discontinuidad de rumbo subparalelo y alto buzamiento contrario al frente de exposición del talud, configurando una condición cinemática para falla por volcamiento.



Figura 6.15. Talud de corte en condición cinemática de volcamiento.

En la Figura 6.16 se ilustra dos veces la misma fotografía, demarcando a la derecha la orientación de la discontinuidad de alto buzamiento y la discontinuidad subhorizontal que serviría de base para la rotación del bloque.



Figura 6.16. Vista general del talud mostrado en la Figura anterior, la cual muestra condiciones cinemáticas para la ocurrencia de fallas por volcamiento. Fotos tomadas por el autor en Weehaken, New Jersey.

En la Figura 6.17 se muestran indicios del inicio de fallas por volcamiento detectados en un desarrollo de viviendas informales. Estos modos de falla pueden activarse por la infiltración de aguas pluviales y de escorrentía que ingresan a las discontinuidades abiertas y generan presiones hidrostáticas que pueden reactivar los movimientos del bloque.

Existe otro modo de falla que comprende rotación y caída de bloques, distinto al mecanismo descrito para las fallas de volcamiento, el cual es originado esencialmente por meteorización diferencial. Es muy común en secuencias interestratificadas de rocas competentes e incompetentes, por ejemplo, areniscas y lutitas. En la Figura 6.18 puede apreciarse que debido al proceso de meteorización y disgregación por humedecimiento y secado de las lutitas, quedan sin apoyo las capas de areniscas más competentes las cuales rotan y se desplazan en caída libre.

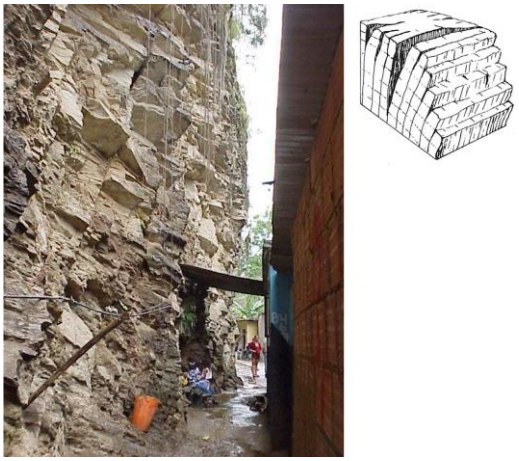


Figura 6.17. Indicios de fallas por volcamiento por orientación de diaclasa persistente, con riesgo para la vivienda construida al pie del talud.

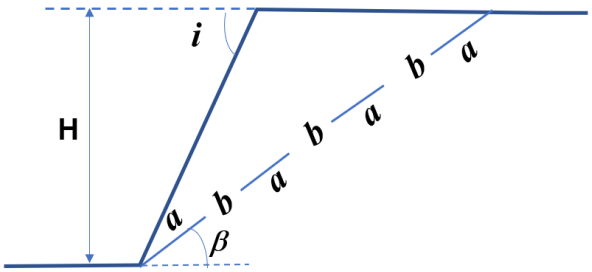


Figura 6.18. Lutitas afectadas por meteorización diferencial dejando las capas de areniscas duras sin apoyo, con la consecuente rotación y caída libre de bloques. Talud en desarrollo urbano no controlado, Barcelona, Edo. Anzoátegui.



Con relación a los tres modos de falla estructurales antes descritos, controlados por orientación de discontinuidades, debe tenerse siempre presente las características de *persistencia* de las discontinuidades potencialmente responsables de los posibles modos de rotura. La existencia de una discontinuidad aun con pequeñas áreas de roca intacta denominados "*puentes de roca*", tiene una influencia significativa en la resistencia finalmente seleccionada para fines de análisis de estabilidad. Para estos casos, Jennings (1971) propuso un modelo sencillo seleccionando una resistencia ponderada o equivalente, definida en función de la proporción de áreas de discontinuidad en contacto y de áreas cerradas con puentes de roca. En la Figura 6.19 se ilustra la propuesta de Jennings para el caso específico de una falla planar.

Evaluando la propuesta de Jennings, puede observarse que su enfoque parte de la hipótesis que las resistencias pico de la roca intacta y de la discontinuidad se alcanzan a idéntica deformación, lo cual no corresponde con la realidad, dado que ha sido demostrado mediante ensayos de laboratorio que los desplazamientos requeridos para movilizar la resistencia pico en la roca intacta son comparativamente menores que los requeridos para movilizar la resistencia pico en las discontinuidades.



$$k = \frac{\sum a}{\sum a + \sum b} = \frac{\sum a}{H\ cosec\ \beta}$$

$$c_a = (1-k)c_m + k\ c_j$$

$$\tan\phi_a = (1-k)tan\phi_m + k\ \tan\phi_j$$

$k =$ coeficiente de continuidad
$\sum a$ = sumatoria de las longitudes de discontinuidad
$\sum b$ = sumatoria de las longitudes de puentes de roca

c_j y ϕ_j = cohesion y ángulo de fricción de discontinuidad
c_m y ϕ_m = cohesion y ángulo de fricción de roca intacta
c_a y ϕ_a = cohesion y ángulo de fricción aparente

Figura 6.19. Ejemplo de falla planar para resumir los fundamentos del modelo propuesto por Jennings (1971), considerando puentes de roca en la discontinuidad.

Respecto al enfoque de Jennings, Elmo (2023) expresa tal como se muestra en la Figura 6.20 que el problema se torna indefinido, debido a que por una parte se desconoce la distribución de los puentes de roca en un plano de discontinuidad, y por otra parte probabilísticamente al mismo tiempo, aun conociendo su ubicación, sería necesario considerar múltiples secciones de análisis en dos dimensiones. Nótese en dicha Figura que para igual porcentaje de puentes de roca e idéntica sección de análisis, los resultados obtenidos serían muy diferentes, dependientes de la distribución real de dichos puentes.

De acuerdo con lo expuesto, la caracterización de los puentes de roca en cuanto a su medición y consideración en análisis de estabilidad de taludes, es otro de los retos en la ingeniería de rocas, el cual continúa en proceso de investigación.

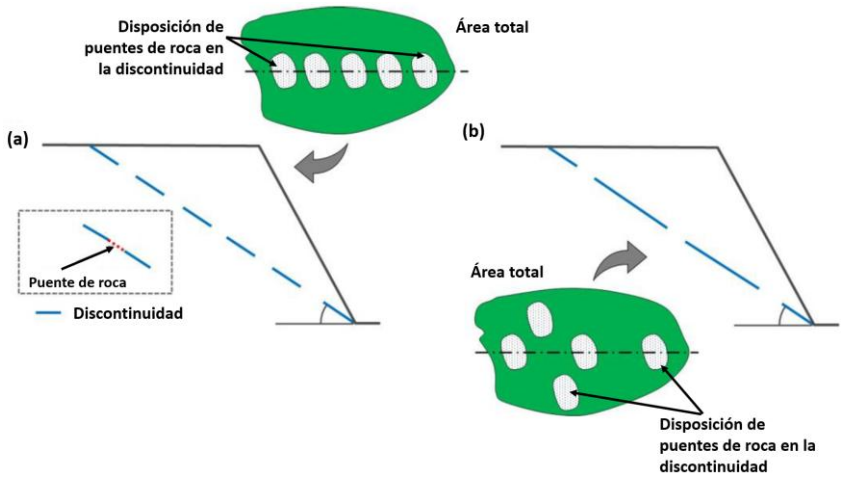


Figura 6.20. Problemática asociada a la distribución de los puentes de roca en un plano, al aplicar las proposiciones de Jennings (1971). (Modificado de Elmo, 2023).

6.4. FALLAS NO ESTRUCTURALES

Dependiendo del grado de meteorización y la intensidad del fracturamiento en las masas rocosas, las denominadas fallas no estructurales, pueden ser clasificadas en dos tipologías: a) fallas rotacionales circulares susceptibles a ocurrir en masas rocosas descompuestas de comportamiento mecánico similar al de un suelo, y b) fallas a lo largo de superficies irregulares parcialmente controladas por orientación de discontinuidades y rotura en roca intacta.

La Figura 6.21 muestra un deslizamiento en una secuencia de areniscas muy fracturadas con un modo de falla que se puede clasificar como "*no-estructural*" de la segunda tipología antes descrita. La remoción del material a posteriori permitió confirmar que la superficie de falla era muy irregular y distaba mucho de la forma circular. Este ejemplo permite evidenciar que conceptualmente no es apropiado referirse y analizar todas las "*fallas no estructurales*" como "*fallas circulares*", sin previamente realizar una caracterización detallada de la masa rocosa en cuanto a su estado físico.



Figura 6.21. Deslizamiento en un talud de corte constituido por areniscas con intenso fracturamiento, con un modo de falla no-estructural.

Otro ejemplo de un deslizamiento con superficie de falla independiente de la orientación de las discontinuidades puede observarse en la Figura 6.22.



Figura 6.22. Fotos antes y después del deslizamiento de un talud conformado por masas rocosas altamente tectonizadas, muy plegadas y con discontinuidades cizalladas en sus planos de estratificación. Forma de superficie de falla independiente de la orientación de discontinuidades.

En estos casos las potenciales superficies de falla pueden tener formas variadas y aun considerando que por su intenso grado de fracturamiento y meteorización se pueden asumir como materiales homogéneos, es conveniente caracterizar las discontinuidades incorporando anisotropías de resistencia en los análisis. Solo en aquellos casos en los cuales la resistencia al corte de la roca intacta es igual a la disponible en las discontinuidades, es aceptable la hipótesis de que el material se comporta en forma isotrópica. Asumir superficies de falla de forma circular, es el enfoque que se utiliza más frecuentemente en problemas de estabilidad relativos a mecánica de suelos.

CAPÍTULO VII

El Capítulo VII del trabajo original contiene una descripción seleccionada de los principales sistemas de clasificación de masas rocosas aplicables a la estabilidad de taludes de corte, destacando su utilidad, limitaciones y posibles errores de interpretación. Con el fin de que sean incorporadas a la práctica profesional, se incluyen dos propuestas del autor de sistemas de clasificación útiles para la predicción y sectorización de áreas afectadas por procesos geodinámicos. Estas propuestas comprenden un sistema de clasificación con fines geoingenieriles para masas rocosas sedimentarias y metamórficas, y una propuesta de calificación cualitativa de taludes de corte en cuanto a su estabilidad se refiere. Asimismo, se incluye una versión actualizada de la extensión de la clasificación de Weaver (1975) basada en datos geológicos y geofísicos, incorporando las experiencias obtenidas por el autor de este trabajo en consultas orientadas a evitar discrepancias de criterio en cuanto al tipo de remoción que mejor se ajusta a las características de los geomateriales.

Dada la considerable extensión del tema expuesto en el Capítulo, el presente documento-resumen se ha limitado únicamente a enumerar los principales sistemas de clasificación de masas rocosas publicados en la literatura especializada, y a proporcionar una descripción detallada de dos de los sistemas propuestos por el autor para rocas sedimentarias y metamórficas.

7. SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DE MASAS ROCOSAS

Un *sistema de clasificación* consiste en la aplicación de la *caracterización* en los procesos de diseño en ingeniería de rocas. Los sistemas de clasificación geomecánica de masas rocosas constituyen enfoques empíricos sin respaldo matemático ni formulaciones concretas, sin embargo, continúan siendo los métodos más frecuentes utilizados en la práctica para el diseño de geoestructuras, principalmente en la etapa de factibilidad;

7.1. PRINCIPALES SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA APLICADOS A TALUDES

En lo referente a sistemas de clasificación de masas rocosas orientados a la evaluación de taludes, en la Tabla 7.1 se incluyen algunos de los principales sistemas publicados.

7.1. CONTRIBUCIONES DEL AUTOR ASOCIADAS A CLASIFICACIÓN DE MASAS ROCOSAS Y CALIFICACIÓN CUALITATIVA DE TALUDES DE CORTE

7.1.1. Clasificación para rocas sedimentarias y metamórficas (Índices *SRI* y *MRI*)

En vista de las frecuentes dudas que surgen en la práctica profesional cuando se utilizan las clasificaciones mencionadas previamente, en 1998 el autor configuró un sistema de clasificación de masas rocosas, incorporando conceptos geológicos fundamentales y con la intención primaria de minimizar la subjetividad, misión sin duda difícil pero necesaria. Las mayores dificultades evidentemente radican en incorporar en las modelizaciones la significativa cantidad de variables aleatorias implícitas en la clasificación de una masa rocosa.

Nombre	Índice	Autores
Rock Quality Designation	***RQD***	Deere (1963)
Geoengineering Classification of Rock Masses	***Jf***	Ramamurthy (1994, 2001, 2004) Ramamurthy & Arora (1994)
Rock Mass Rating	***RMR***	Bieniawski (1973, 1976, 1979, 1989)
Rock Mass Strength	***RMS***	Selby (1980, 1982)
Slope Mass Rating	***SMR***	Romana (1985), Romana et al. (2003)
Slope Rock Mass Raging	***SRMR***	Robertson (1988)
Chinese Slope Mass Rating	***CSMR***	Chen (1995)
Continuous Rock Mass Rating	***CRMR***	Sen & Sadagah (2003)
Continuous Slope Mass Rating	***CSMR***	Tomás et al. (2007)
Geological Strength Index	***GSI***	Hoek (1994), Hoek et al. (1998), Marinos & Hoek (2000. 2005), Marinos et al. (2007, 2011, 2013).
Rock Mass Index	***RMi***	Palmstrom (1995)
Slope Stability Probability Classification	***SSPC***	Hack et al. (2003)
RSR System	***RSR***	Kamuchat (2003)
System for the Quantification of Failure Hazard	***HI***	Pantelidis (2010)
Global Slope Performance Index	***GSPI***	Sullivan (2013)
Qslope method	***Qslope***	Barton & Bar (2015, 2019), Bar & Barton (2016, 2017, 2018)

Tabla 7.1. Sistemas de clasificación de masas rocosas para la evaluación de taludes.

Desde el año de su creación (1998), la clasificación se ha estado incluyendo en los programas de Maestría de Geotecnia en Venezuela y Colombia, y se ha puesto en práctica tanto en trabajos de tesis de grado, como en trabajos de consultoría relacionados con la ingeniería de rocas. Su primera versión fue publicada en el XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia en Venezuela (Salcedo, 2004a). Desde esa fecha se le han realizado algunos ajustes, siempre orientados a facilitar su uso y estimar con los índices propuestos, las propiedades de una masa rocosa, principalmente su resistencia y deformabilidad.

Aun cuando tienen muchos factores en común, la clasificación propuesta ha sido concebida en forma separada para rocas sedimentarias y para rocas metamórficas. En tal sentido, se definen dos índices denominados *SRI* y *MRI*, cuyos valores al igual que otras clasificaciones requieren la evaluación de varios factores de la masa rocosa. Uno de los aspectos importantes de la Clasificación *SRI* y *MRI* es que, a diferencia de otras clasificaciones que caracterizan todas las discontinuidades en conjunto sin importar su origen, separa las características de la estratificación y de las diaclasas en el caso de rocas sedimentarias, y las características de la foliación y de las diaclasas en el caso de rocas metamórficas. El uso de la clasificación mediante las Tablas 7.2 a 7.6, anexas al final de este Capítulo, se fundamenta en los siguientes aspectos:

– El Índice *SRI* para rocas sedimentarias y el Índice *MRI* para rocas metamórficas, tienen un valor máximo de 100 y se definen con las siguientes expresiones:

$$SRI = 100 - f_1 - f_2 - f_\sigma - \left[\Sigma(f_s + f_p + f_c\right]$$
$$MRI = 100 - f_1 - f_2 - f_\sigma - \left[\Sigma(f_s + f_p + f_c\right]$$

Donde:

Para el caso de rocas sedimentarias:

f_1= factor por proporción de rocas competentes y no competentes.

$f_2 =$ factor por penetratividad de la estratificación.

$f_\sigma =$ factor por compresión sin confinar de la roca intacta.

$f_s =$ factor por espaciamiento o frecuencia de diaclasa.

$f_p =$ factor por persistencia de diaclasa.

$f_c =$ factor por contacto y relleno entre paredes de diaclasas.

Para el caso de rocas metamórficas:

f_1= factor de proporción de rocas foliadas y no foliadas.

$f_2 =$ factor por penetratividad de la estratificación.

$f_\sigma =$ Factor por compresión sin confinar de la roca intacta.

$f_s =$ factor por espaciamiento o frecuencia de diaclasa.

$f_p =$ factor por persistencia de diaclasa.

$f_c =$ factor por contacto y relleno entre paredes de diaclasas.

– La clasificación se basa, en primer lugar, en la proporción de rocas competentes y no competentes para el caso de rocas sedimentarias, y en la proporción de rocas foliadas y no foliadas para el caso de rocas metamórficas. Los términos *competente* y *no competente* hubiesen podido igualmente ser aplicados al caso de rocas metamórficas, pero se prefirió valorizar el desarrollo de la foliación o esquistosidad que es una estructura característica de la mayoría de las rocas metamórficas. Se parte del concepto fundamental que la foliación y la estratificación son discontinuidades de origen geológico muy diferentes a las diaclasas y por lo tanto deben ser consideradas en forma separada. En la mayoría de las clasificaciones publicadas, la foliación, estratificación y las diaclasas se agrupan, a nuestro juicio sin justificación apropiada, dentro del término "*joint*" o el término "*discontinuidad*". El factor correspondiente a la proporción de rocas de diferente tipo se denomina f_1.

– En segundo lugar, se considera la "*penetratividad*" de la foliación en rocas metamórficas, o de la estratificación en caso de rocas sedimentarias; el término "*penetratividad*" en este trabajo ha sido utilizado para describir el desarrollo y penetración de ambas superficies en la roca intacta. El factor de penetratividad se denomina f_2.

– A continuación, se debe determinar el factor asociado a la resistencia a la compresión sin confinar de la roca intacta

(f_σ). La estimación indirecta de la resistencia de la roca intacta puede realizarse mediante ensayos con el Martillo de Schmidt y correlaciones con el peso unitario. En el caso de que la masa rocosa a ser clasificada presente rocas de alta resistencia con intervalos de rocas de menor resistencia, para obtener la valoración correspondiente en la Tabla, se sugiere utilizar un promedio ponderado.

- Finalmente, se debe incorporar la influencia de las características de las diaclasas. En este sentido, se ha considerado conveniente que en lugar de definir "propiedades promedio" entre las diferentes familias de diaclasas, lo cual aparenta ser un enfoque geológicamente inadecuado, la Tabla permite incluir un máximo de tres familias (sets) de diaclasas con sus respectivas características. Esta es una diferencia fundamental con respecto a las clasificaciones previamente publicadas.
- Aun cuando es necesario simplificar y agrupar condiciones de las discontinuidades para que la clasificación sea de fácil uso práctico, extremo cuidado se ha tenido en la descripción para evitar confusiones y dificultades en la selección de la puntuación que refleje las propiedades de las diaclasas. Las características de las diaclasas a ser evaluadas son las siguientes:
  - Espaciamiento o frecuencia de la diaclasa: factor denominado f_s.
  - Persistencia de la diaclasa: factor denominado f_p
  - Contacto y relleno entre paredes de la diaclasa: factor denominado f_c.

En la Tabla de clasificación propuesta se consideran tres columnas, las cuales corresponden a una diaclasa esencialmente abierta, una diaclasa esencialmente cerrada, y una diaclasa intermedia, sin importar la magnitud de la abertura a menos que exista un relleno en dicha fractura, el cual sí es tomado en cuenta en la descripción. En el caso de diaclasas denominadas "intermedias" en la columna central de la clasificación, para obtener el valor se deben promediar los valores correspondientes a las longitudes de las paredes de la diaclasa en contacto y sin contacto, seleccionados de las columnas adyacentes.

En resumen, es conveniente puntualizar los siguientes aspectos de la clasificación propuesta:

- Para fines de la clasificación se deben seleccionar, además de la estratificación en caso de rocas sedimentarias, o foliación en caso de rocas metamórficas, los sistemas de diaclasas más persistentes hasta un máximo de tres.
- La orientación de discontinuidades y el efecto de agua no se incluyen en la clasificación. Por lo tanto, deben ser considerados por separado en cada caso específico.
- De acuerdo con la valoración de cada factor, según la Clasificación propuesta, el valor máximo de *SRI* o *MRI* que se puede obtener es 100 el cual corresponde a una roca muy competente sin diaclasas y el valor mínimo es 20. Valores menores o iguales a 20 corresponden a masas rocosas altamente fracturadas, perturbadas, y /o cizalladas.
- La clasificación no fue concebida para el caso de rocas ígneas, pero podría ser adaptada realizando modificaciones y ajustes que implican eliminar los términos estratificación y foliación, y concretarse solo a discontinuidades representadas por las diaclasas. Esta variante de clasificación para el caso de rocas ígneas está en proceso de elaboración.

Las correlaciones encontradas hasta la fecha con índices de otras clasificaciones, pueden ser interpretadas muy promisorias para calificar los valores de *SRI* y el *MRI* como índices confiables para estimar propiedades como la resistencia y los módulos de deformación de masas rocosas.

En las Tablas 7.2 a 7.6, se indican los valores asignados a cada uno de los factores de la clasificación, y se presentan dos ejemplos de planillas para definir el *SRI* y el *MRI*.

Proporción de rocas competentes y no competentes	f_1	Penetratividad de la estratificación	f_2	Compresión sin confinar de la roca intacta	f_σ
Rocas competentes	0	No penetrativa	0	> 200 MPa	0
Predominio de rocas competentes	4	Poco penetrativa	3	100 - 200 MPa	1
Igual proporción	8	Moderadamente penetrativa	8	50 - 100 MPa	3
Predominio de rocas incompetentes	12	Penetrativa	16	20 - 50 MPa	4
Rocas incompetentes	16	Muy penetrativa	20	10 - 20 MPa	6
Cizallada / Perturbada	80	-	-	1 - 10 MPa	8

Tabla 7.2. Para seleccionar en masas rocosas sedimentarias, los factores f_1, f_2 y f_s , correspondientes a la proporción de rocas competentes y no competentes, penetratividad de la estratificación y compresión sin confinar de la roca intacta.

DIACLASAS		
Espaciamiento	Frecuencia por metro	f_s
S >100 cm	< 1:1	0.5
S = 20-100 cm	1:1 - 5:1	1.5
S =10-20 cm	5:1 - 10:1	2.0
S = 5-10 cm	10:1 - 20:1	3.0
S < 5 cm	> 20:1	3.5

DIACLASAS		
Persistencia	Resistencia a tracción	f_p
Muy baja	Muy alta	0.5
Baja	Alta	1.5
Media	Media	3.0
Alta	Baja	4.0
Muy alta	Muy baja	5.0

CONTACTO Y RELLENO ENTRE LA LONGITUD PERSISTENTE DE LAS PAREDES DE DIACLASA					
ABIERTA (Más del 80% de las paredes de la diaclasa no tiene contacto)	f_c	INTERMEDIA	f_c	CERRADA (Más del 80% de la diaclasa tiene las paredes en contacto)	f_c
Con relleno duro y paredes rugosas	0.5	Relleno duro y alta rugosidad	0.50	Muy rugosa	0.5
Con relleno blando y paredes rugosas	1.5	Relleno blando y paredes rugosas	1.25	Rugosa	1.0
Con relleno duro y paredes lisas	2.0	Relleno duro y rugosidad media	1.75	Rugosidad media	1.5
Con relleno blando y paredes lisas	2.5	Relleno blando y paredes lisas	2.50	Lisa	2.5
Sin relleno	3.5	Muy lisa a pulida con rasgos de cizallamiento	3.25	Muy lisa a pulida con estrías y espejos de cizallamiento	3.0

Tabla 7.3. Para seleccionar los factores f_s, f_p y f_c, correspondientes a espaciamiento, persistencia, y contacto y relleno entre paredes de diaclasas. Ambas Tablas son válidas para masas rocosas sedimentarias y metamórficas.

ÍNDICE DE MASAS ROCOSAS SEDIMENTARIAS (*SRI*)		
DATOS		
Proporción de rocas competentes y no competentes	f_1	12.0
Penetratividad de la estratificación	f_2	8.0
Compresión sin confinar de la roca intacta	f_σ	6.0
Espaciamiento o frecuencia de diaclasas	f_{s1}	3.0
	f_{s2}	3.0
	f_{s3}	2.0
Persistencia de diaclasas	f_{p1}	4.0
	f_{p2}	4.0
	f_{p3}	3.0
Contacto y relleno entre la longitud persistente de las paredes de diaclasas	f_{c1}	1.5
	f_{c2}	1.5
	f_{c3}	1.5
Σ valores		49.5
ÍNDICE *SRI* = 100 - 49.5		≈ 51

$$SRI = 100 - f_1 - f_2 - f_\sigma - [\Sigma(f_s + f_p + f_c]$$

f_1 = **factor por proporción de rocas competentes y no competentes** (Ejemplos: Areniscas y lutitas, calizas y limolitas).

f_2 = **factor por penetratividad de la estratificación.**

f_σ = **factor por compresión sin confinar de la roca intacta.** (En el caso de rocas finamente estratificadas, los ensayos deben ser realizados perpendicularmente a los planos de estratificación.

f_s = **factor por espaciamiento o frecuencia de diaclasas.**

f_p = **factor por persistencia de diaclasas.**

f_c = **factor por contacto y relleno entre paredes de diaclasas.**

Tabla 7.4. Ejemplo de la estimación del Índice SRI para masas rocosas sedimentarias.

Proporción de rocas foliadas y no foliadas	f_1	Penetratividad de la foliación	f_2	Compresión sin confinar de la roca intacta	f_σ
No foliada	0	No penetrativa	0	> 200 MPa	0
Poco foliada	4	Poco penetrativa	3	100 - 200 MPa	1
Moderadamente foliada	8	Moderadamente penetrativa	8	50 - 100 MPa	3
Foliada	12	Penetrativa	16	20 - 50 MPa	4
Muy foliada	16	Muy penetrativa	20	10 - 20 MPa	6
Cizallada / Perturbada	80	-	-	1 - 10 MPa	8

Tabla 7.5. Para seleccionar los factores f_1, f_2 y f_s, para masas rocosas metamórficas.

ÍNDICE DE MASAS ROCOSAS METAMÓRFICAS (*MRI*)			
DATOS			
Proporción de rocas foliadas y no foliadas	f_1	12.0	$MRI = 100 - f_1 - f_2 - f_\sigma - [\Sigma(f_s + f_p + f_c]$
Penetratividad de la foliación	f_2	8.0	f_1 = factor por proporción de rocas foliadas y no foliadas (Ejemplos: Esquistos y cuarcitas, filitas y anfibolitas, metareniscas y filitas).
Compresión sin confinar de la roca intacta	f_σ	4.0	
Espaciamiento o frecuencia de diaclasas	f_{s1}	1.5	f_2 = factor por penetratividad de la estratificación.
	f_{s2}	1.5	
	f_{s3}	0.5	f_σ = factor por compresión sin confinar de la roca intacta. (En el caso de rocas foliadas, los ensayos deben ser realizados perpendicularmente a los planos de foliación.
Persistencia de diaclasas	f_{p1}	3.0	
	f_{p2}	3.0	f_s = factor por espaciamiento o frecuencia de diaclasas.
	f_{p3}	1.5	
Contacto y relleno entre la longitud persistente de las paredes de diaclasas	f_{c1}	1.5	f_p = factor por persistencia de diaclasas.
	f_{c2}	1.5	
	f_{c3}	1.5	f_c = factor por contacto y relleno entre paredes de diaclasas.
Σ valores		39.5	
ÍNDICE *MRI* = 100 - 39.5		≈ 61	

Tabla 7.6. Ejemplo de la estimación del Índice *MRI* para masas rocosas metamórficas.

En función de los valores obtenidos para los índices *SRI* y *MRI*, las masas rocosas se han dividido en Clases (I a V), tal como puede observarse en la Tabla 7.7. Para cada una de las Clases, con base en correlaciones publicadas con propiedades de la roca intacta, se han estimado rangos de variación de propiedades que caracterizan la masa rocosa, tales como su ángulo de fricción interna, su resistencia cohesiva, su módulo de deformación y su resistencia a la compresión global.

CLASIFICACIÓN DE MASAS ROCOSAS. ÍNDICE *MRI* O *SRI* (SALCEDO, 1998-2024) TABLA PARA ESTIMAR PROPIEDADES GEOMECÁNICAS									
PARÁMETRO	DEFINICIÓN DE CLASES CON BASE EN ÍNDICES *MRI* O *SRI*								
	I-A	I-B	II-A	II-B	III-A	III-B	IV-A	IV-B	V
MRI O SRI	91-100	81-90	71-80	61-70	51-60	41-50	31-40	21-30	< 20
ϕ_m (°)	> 45	40- 45	35-40	30-35	25-30	20-25	15-20	10-15	< 10
c_m (KPa)	>1000	700-1000	400-700	100-400	70-100	50-70	25-50	5-25	< 5
Em (MPa) Bieniawski, 1978 Serafim-Pereira, 1983	82000-100000	62000-80000	42000-60000	22000-40000	10600-20000	5960-10000	3350-5625	1880 -3160	Por definir
Em (MPa) Khabbazi et al 2012	34030-49010	21690-32600	13030-20670	7240-12330	3620-6790	1560-3360	530-1.420	120-470	Por definir
σ_m (MPa)	LA ESTIMACIÓN DE σ_m REQUIERE, DE ACUERDO CON LA MAYORÍA DE LAS EXPRESIONES PROPUESTAS, CONOCER EL VALOR DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIN CONFINAR DE LA ROCA INTACTA σ_{ci}								
Nota: Los valores indicados en esta tabla en ningún caso son sustitutivos de resultados de ensayos obtenidos mediante pruebas específicas en laboratorio o in situ, y solo deben tomarse como una referencia previa para estudios de factibilidad y en las etapas tempranas de proyectos de ingeniería. Los valores de *Em* fueron estimados con las expresiones de Bieniawski (1978) para *RMR* > 50 y Serafim & Pereira (1983) para *RMR* ≤ 50, y luego para fines comparativos y visualizar las diferencias en orden de magnitud de las distintas propuestas, con la expresión de Khabbazi et al. (2012). En cuanto a la resistencia de la masa rocosa (σ_m), una vez determinada la resistencia a la compresión sin confinar de la roca intacta (σ_{ci}), se puede estimar el valor de σ_m mediante las múltiples ecuaciones empíricas publicadas, en función de los índices *RMR*, *GSI*, *Q*, *Jf*, y *RQD*.									

Tabla 7.7. Clasificación de masas rocosas sedimentarias y metamórficas mediante los índices *SRI* y *MRI*, respectivamente, con sugerencias para estimar propiedades de la masa rocosa. (Salcedo 1988, actualizada en este trabajo).

7.1.2. Propuesta del índice GSI_T para calificar taludes de corte

Varios investigadores han publicado modificaciones de la Tabla de *GSI* de Hoek y sus colaboradores, para su uso en estabilidad de taludes (Hoek et al. 1998, Marinos & Hoek, 2000, 2001, 2004, Marinos et al. 2005, Hoek, Carter & Diederichs, 2013). En opinión del autor lo importante es estar consciente de las limitaciones inherentes a cualquier propuesta de clasificación de masas rocosas que en forma muy sencilla conduzca a una cuantificación de un macizo anisotrópico en el cual intervienen muchos factores que inciden en su comportamiento. Es prácticamente imposible conjugar en una sola Tabla-gráfico la influencia de todos los factores involucrados y el efecto de combinación entre ellos, sin embargo, cualquier propuesta resulta siempre útil para la toma de decisiones en las cuales evidentemente la experiencia y el juicio ingenieril son fundamentales.

Con base en lo expuesto, el autor de este trabajo ha realizado una modificación de la Tabla original del *GSI* de Hoek y sus colaboradores, solo con la idea de calificar cualitativamente taludes de corte ya ejecutados en masas rocosas y proveer indicaciones que orienten a los profesionales responsables al proceso de toma de decisiones. Los fundamentos de la calificación propuesta para taludes en cuanto a su estabilidad se ilustran a continuación en las Tablas 7.8 y 7.9:

- Se trata en lo posible de mantener la estructura de la Tabla original de Hoek y sus colaboradores, modificando textos e incorporando factores que a juicio del autor son de relevancia para fines de estabilidad de taludes.
- Fue concebida principalmente para ser usada en las etapas iniciales de estudio geoingenieril de taludes de corte ya excavados en vialidad o en desarrollos urbanos en zonas de montaña, para planificar las acciones de atención a los mismos según su nivel de potencial inestabilidad.
- Su uso está orientado a masas rocosas sedimentarias y metamórficas, aunque pudiera adaptarse a masas de origen ígneo, lo cual implicaría modificar la terminología utilizada en las discontinuidades según su origen.
- La primera actividad comprende la selección del tipo de estructura general de la masa rocosa, visualizando como guía los dibujos de modelos gráficos.
- Seguidamente se juzga la calidad de la discontinuidad que se considere de orientación más desfavorable para la estabilidad del talud, en función de la descripción indicada a la derecha de la Tabla. En caso de existir más de una discontinuidad desfavorable, se selecciona la de menor calidad.
- En la descripción de la calidad relativa de la discontinuidad más desfavorable a la estabilidad se ha tomado en cuenta, adicionalmente a la meteorización, rugosidad y relleno en las paredes, la longitud abierta de su traza y su relativa resistencia a la tracción. Este último factor se considera el más relevante y para tal fin la estimación de los porcentajes ha considerado el concepto de movilización de la resistencia con el desplazamiento y que es suficiente un pequeño porcentaje de puentes de roca para aportar significativa resistencia al corte global en dicha discontinuidad.
- La combinación de las dos selecciones anteriores permite realizar una estimación del Índice identificado como GSI_T, para evitar confusiones y diferenciarlo del *GSI* original de Hoek y sus colaboradores. Tal como lo han indicado los creadores originales del concepto del *GSI*, se debe estimar un rango apropiado para el valor de GSI_T, en vez de un valor único para dicho índice.
- El valor definitivo a ser adoptado dentro del rango preseleccionado dependerá de los resultados de la evaluación cinemática y mecánica del talud, y del juicio del profesional responsable de la caracterización; para ello se deberá juzgar el probable comportamiento del talud ante factores detonantes tales como presiones de agua por infiltraciones, o solicitaciones dinámicas por sismo.

ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA (GSI_T) PARA TALUDES EN MASAS ROCOSAS SEDIMENTARIAS

De acuerdo con las observaciones de campo, seleccione el tipo de estructura y la calidad de la discontinuidad de orientación más desfavorable para la estabilidad. En caso de dos o más discontinuidades desfavorables, seleccione la de menor calidad.
Estime un rango apropiado para el GSI_T en vez de un valor único para dicho índice.

CALIDAD DE LA DISCONTINUIDAD DE ORIENTACIÓN MÁS DESFAVORABLE

ESTRUCTURA DE LA MASA ROCOSA (AUMENTO DE LA PROPORCIÓN DE ROCAS INCOMPETENTES Y/O DE GRADO DE FRACTURAMIENTO)	MUY BUENA	BUENA	MEDIA	MALA	MUY MALA
ROCAS COMPETENTES. Masa rocosa constituida 100 % por rocas competentes. Ej: calizas, areniscas. Escasamente fracturadas.	90 / 80		NA	NA	NA
PREDOMINIO DE ROCAS COMPETENTES. Masa rocosa con predominio de rocas competentes sobre las incompetentes (75% - 25% aprox.). Ej: Areniscas con escasas intercalaciones de lutitas. Poco fracturadas.	70	60			
IGUAL PROPORCIÓN DE ROCAS COMPETENTES E INCOMPETENTES. Masa rocosa con igual proporción de rocas competentes e incompetentes (50% - 50% aprox.). Ej: Calizas con intercalaciones de lutitas. Medianamente fracturadas.		50			
PREDOMINIO DE ROCAS INCOMPETENTES. Masa rocosa con predominio de rocas incompetentes sobre las competentes (75% - 25% aprox.). Ej: Lutitas con intervalos ocasionales de areniscas. Muy fracturadas.			40		
ROCAS INCOMPETENTES. Masa rocosa constituida únicamente por rocas incompetentes. Ej: Lutitas, limolitas, arcilitas. Abundantemente fracturadas.				30	
CIZALLADA/PERTURBADA. Masa rocosa muy plegada, cizallada y perturbada por fallas geológicas cercanas. Presencia de brechas de fallas y slickensides. Caso válido para rocas descompuestas con rotura independiente de la orientación de discontinuidades.	NA	NA		20	10

CALIDAD DE LA DISCONTINUIDAD DE ORIENTACIÓN MÁS DESFAVORABLE PARA LA ESTABILIDAD DEL TALUD

MUY BUENA
Superficies cerradas, no meteorizadas, muy rugosas, sin o con rellenos duros. Muy baja persistencia. Muy alta resistencia a la tracción.

BUENA
Parcialmente abierta en <25% de su traza. Ligeramente meteorizada. Rugosa, sin o con rellenos duros. Baja a moderada persistencia. Alta resistencia a la tracción.

MEDIA
Parcialmente abierta en un 25%-50% de su traza. Moderadamente meteorizada. Ligeramente rugosa. Sin o con rellenos medianamente duros. Mediana a alta persistencia. Moderada resistencia a la tracción.

MALA
Parcialmente abierta en >50% de su traza. Lisa. Superficies muy meteorizadas. Sin o con rellenos blandos. Muy alta persistencia. Baja a nula resistencia a la tracción.

MUY MALA
Lisa. Estriada y pulida (slickenside). Superficies muy descompuestas, sin relleno o con relleno blando.

Tabla 7.8. Estructura del Índice de Resistencia GSI_T, para taludes de corte en masas rocosas sedimentarias. (Propuesta por Salcedo en este trabajo, 2024).



Tabla 7.9. Estructura del Índice de Resistencia GSI_T, para taludes de corte en masas rocosas metamórficas. (Propuesta por Salcedo en este trabajo, 2024).

– Definido el rango del GSI_T, se califica cualitativamente el talud de corte evaluado y se formulan las indicaciones orientadas a la toma de decisiones para estudios posteriores, tal como se muestra en la Tabla 7.10.

CALIFICACIÓN PRELIMINAR DE TALUDES DE CORTE EN MASAS ROCOSAS CON BASE EN EL RANGO ESTIMADO DE VALORES DEL GSI$_T$		
GSI$_T$	**CALIFICACIÓN CUALITATIVA**	**INDICACIONES Y REQUERIMIENTOS**
> 50	**Estable** No se evidencian condiciones cinemáticas y/o mecánicas desfavorables	No se justifica la realización de estudios geológico-geotécnicos, en condiciones actuales.
30 - 50	**Potencialmente inestable** Actualmente estable, pero vulnerable a procesos de inestabilidad inducida por factores detonantes, desarrollada según uno de los siguientes mecanismos: a) Rotura controlada por orientación de discontinuidades. b) Rotura independiente de dicha orientación.	a) Requiere caracterización detallada de la masa rocosa, toma de muestras monolíticas y definición de resistencia al corte en discontinuidades para análisis de estabilidad 3D y 2D, bajo condiciones estática y sísmica normativas, drenadas y con presiones de agua. Los resultados servirán de base para la toma de decisiones en cuanto a requerimientos de eventuales obras de estabilización para satisfacer factores de seguridad de diseño. b) Requiere toma de muestras imperturbadas para la definición de la resistencia al corte de toda la masa rocosa descompuesta en sitio, para análisis de estabilidad bajo condiciones estática y sísmica normativas, drenadas y con presiones de agua. Los resultados servirán de base para la toma de decisiones en cuanto a requerimientos de eventuales obras de estabilización para satisfacer factores de seguridad de diseño.
< 30	**Inestable** Procesos de inestabilidad en curso. Mecanismos de rotura controlados o no por orientación de discontinuidades. Incluye roturas combinadas en roca intacta meteorizada y discontinuidades.	Requiere estudio geotécnico y elaboración de proyecto de obras correctivas con las modificaciones topográficas necesarias y el diseño de la tipología de estructuras de estabilización que el caso amerite.

Tabla 7.10. Calificación cualitativa de taludes de corte en masas rocosas, en función del rango de Índices GSI_T con indicaciones y requerimientos para la toma de decisiones. (Propuesta por Salcedo en este trabajo, 2024).

7.2. COMENTARIOS FINALES RESPECTO A SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DE MASAS ROCOSAS CON FINES DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Los sistemas de clasificación descritos en este Capítulo tienen sus méritos y por supuesto sus limitaciones. Según Riedmuller & Schubert (1999), los méritos de estos sistemas empíricos pueden resumirse como sigue:

– Aplicación muy sencilla
– La evaluación de parámetros y la valoración de la masa rocosa no es complicada.
– Constituyen una buena herramienta para etapas tempranas de proyecto y factibilidad.

Las limitaciones que se pueden mencionar serían:

- La clasificación de parámetros y su valoración es universalmente aplicada para todo tipo de rocas, sin considerar las características específicas de la masa rocosa ni del soporte.
- Las propiedades complejas de la masa rocosa, como por ejemplo su anisotropía, no pueden ser descritas por un simple número.
- La misma valoración puede ser obtenida con varias combinaciones de parámetros clasificatorios.
- El enfoque sobresimplificado no considera los mecanismos de falla, deformación e interacción con eventuales estructuras de estabilización.
- Los parámetros de clasificación no son suficientes para definir todos los necesarios para el diseño de obras de estabilización y soportes de túneles.
- No permiten la apropiada interpretación de las condiciones integrales de la masa rocosa. En particular, su aplicación en terrenos heterogéneos puede resultar en diseños imprecisos, generando imprevistos técnicos y pérdidas económicas durante la construcción.

Finalmente es necesario puntualizar que, tal como lo expresa Bieniawski (1989), en esencia las clasificaciones de masas rocosas no deben ser consideradas como sustitutas de diseño ingenieril. Estas deben ser utilizadas en forma inteligente en conjunto con estudios analíticos y observacionales con el fin de realizar un diseño racional compatible con sus objetivos y acorde a la geología del sitio. Es fundamental considerar el efecto de la meteorización, factor al que no se le ha dado la debida importancia en la mayoría de los sistemas de clasificación orientados a la estabilidad de taludes en masas rocosas.

Nuevas técnicas que comprenden el uso de escaneos con rayos láser, actualmente en exploración, y otras nuevas tecnologías en proceso de investigación, con seguridad aportarán resultados que permitirán optimizar los sistemas de clasificación de masas rocosas. Aun con las limitaciones mencionadas respecto a los sistemas empíricos de clasificación de masas rocosas, los mismos se han usado y continúan usándose para la estimación de los diferentes parámetros ingenieriles, principalmente en la etapa de factibilidad de proyectos. En este orden de ideas, Carter & Marinos (2014), al referirse particularmente al Índice *GSI*, expresan que, a pesar de las numerosas críticas, la Clasificación *GSI* aparenta trabajar bien en manos de observadores experimentados. Reconocen que todavía estamos muy lejos quizás, de ser capaces de definir completamente una masa rocosa, pero se ha recorrido un largo camino hacia ese objetivo y citan las siguientes palabras del Dr. Evert Hoek: "*Mi esperanza a largo plazo es que herramientas numéricas tales como la Masa Rocosa Sintética y sus ramificaciones, nos permitirán eventualmente sustituir el enfoque de clasificaciones o al menos calibrar estas clasificaciones. Pasará un tiempo antes de que estas esperanzas puedan hacerse realidad*".

CAPÍTULO VIII

En el marco de los diferentes sistemas de clasificación orientados a la estabilidad de taludes, en el Capítulo VIII se presentan los resultados de la aplicación práctica de los métodos empíricos más utilizados a nivel mundial. En tal sentido, con el fin de verificar la aplicabilidad de dichos métodos en nuestros contextos geológicos, se decidió seleccionar y estudiar detalladamente 32 taludes de corte en vías y urbanismos en rocas metamórficas de la Cordillera Central y en rocas sedimentarias aflorantes en la Cordillera Oriental de Venezuela, incluyendo taludes estables, potencialmente inestables y fallados. Los resultados que se presentan en este Capítulo se consideran una contribución a la evaluación y predicción del comportamiento de taludes en masas rocosas en los contextos geológicos antes indicados.

Para fines del presente documento-resumen la información expuesta en el trabajo original ha sido reducida adaptando, modificando y eliminando textos con el propósito de limitar su extensión.

8. INVESTIGACIÓN SOBRE LA APLICABILIDAD DE MÉTODOS DE CLASIFICACIÓN DE MASAS ROCOSAS EN TALUDES DE LA CORDILLERA DE LA COSTA DE VENEZUELA

Con el fin de evaluar la aplicabilidad de varias clasificaciones de masas rocosas en el diseño de taludes, y de juzgar la idoneidad de tales metodologías en la predicción del comportamiento de dichas geoestructuras, el autor realizó una extensa investigación en taludes de corte existentes en vialidad y urbanismos construidos en rocas de la Cordillera de la Costa de Venezuela. Para cumplir con los objetivos de la investigación se seleccionaron 32 taludes de corte, 16 en masas rocosas metamórficas y 16 en masas rocosas sedimentarias, con las siguientes características:

- Litológicamente, los taludes en rocas metamórficas están conformados por esquistos cuarzo micáceos, esquistos cuarzo calcáreo micáceos, filitas, gneises y calizas marmóreas; en tanto que los taludes evaluados en rocas sedimentarias están constituidos por areniscas, lutitas, ftanitas, secuencias de areniscas y lutitas interestratificadas, y calizas.
- La altura de los taludes está comprendida entre 5 m y 50 m, con ángulos de inclinación entre 45° y 90°.
- Del total de taludes investigados, 15 habían fallado, 10 se clasificaron como actualmente estables, pero potencialmente inestables, y 7 de ellos con un comportamiento francamente estable. Las masas rocosas expuestas en los diferentes taludes exhibían grados de meteorización variables, desde rocas poco meteorizadas duras hasta muy meteorizadas a descompuestas blandas, con diversos grados de fracturamiento.

En cada uno de los taludes seleccionados para la investigación, se realizaron las siguientes actividades de campo y de laboratorio:

- Levantamiento geológico de superficie, obteniendo información de la litología, orientación, espaciamiento, abertura, rugosidad, persistencia, y características de estructuras mayores tales como fallas geológicas y pliegues. Toma de muestras representativas.
- El grado de meteorización fue estimado en campo, e indirectamente en laboratorio mediante correlaciones con el porcentaje de absorción rápida determinado en las muestras de mano recolectadas.
- La resistencia a la compresión sin confinar fue preliminarmente estimada en campo según la Clasificación de la ISRM (1981), y adicionalmente en muestras que fueron sometidas a pruebas con el Martillo de Schmidt tipo *L*. Los valores del rebote de Schmidt en conjunto con determinaciones de peso unitario en el laboratorio, permitieron obtener otra estimación de la resistencia a la compresión sin confinar mediante correlaciones publicadas en la literatura especializada.
- Con los datos provenientes del espaciamiento entre discontinuidades, se estimó el índice *RQD* para cada una de las discontinuidades y en forma global, mediante las expresiones de Palmström (1982) y Priest & Hudson (1976).
- Considerando que los análisis cinemáticos constituyen una valiosa herramienta y que en conjunto con datos provenientes de una detallada caracterización de la masa rocosa permite pronosticar el comportamiento de excavaciones en masas rocosas, en todos los taludes se realizó un análisis cinemático 3D mediante proyecciones hemisféricas, asumiendo solamente resistencia friccional en las discontinuidades (Goodman, 1976, Hoek & Bray, 1981). El ángulo de fricción interno fue estimado en laboratorio mediante ensayos de bloque deslizante realizados en muestras con discontinuidades abiertas, seleccionadas en la litología que controlaría el mecanismo de falla de acuerdo con las observaciones de campo. Esta metodología solo es aplicable al caso de fallas estructurales, es decir, con superficies de fallas controladas por la orientación de las discontinuidades y permite identificar la factibilidad y ocurrencia de fallas planares, cuneiformes y de volcamiento.
- En las proyecciones hemisféricas para cada uno de los taludes investigados, la zona destacada en rojo es la denominada Zona Crítica Primaria; los vectores de buzamiento de discontinuidades y las rectas de intersección de discontinuidades que caen en esta zona se consideran cinemática y mecánicamente inestables. En color amarillo se ha resaltado la denominada Zona Crítica Secundaria; los casos de intersecciones críticas de planos que caen en esta zona representan cuñas en las cuales el deslizamiento ocurre sobre uno de los planos siempre que el vector de buzamiento de dicho plano esté inclinado a un ángulo mayor que el ángulo de fricción. Detalles de esta metodología universalmente conocida y aceptada, puede ser consultada en Goodman (1976), y Hoek & Bray (1981). Para los estudiantes y profesionales que se inician en el uso de las proyecciones hemisféricas con fines de estabilidad de taludes, el autor ha publicado una guía con ejemplos resueltos mediante variadas metodologías las cuales incluyen, además de la fricción, la incorporación de la resistencia cohesiva en las discontinuidades, presiones de agua y fuerzas generadas por sismos (Salcedo, 1978). Para fines de los análisis cinemáticos, en la presente investigación se utilizó el programa DIPS de la Empresa ROCSCIENCE, programa muy versátil de extenso uso para la evaluación de datos provenientes de la caracterización de masas rocosas.
- Para fines de evaluar la capacidad de predicción del comportamiento de taludes, se seleccionaron las clasificaciones y metodologías de Bieniawski (1989)-*RMR*, Palmström *(1995)-MRI,* Romana (1985)-*SMR*, Tomás et al. (2007)-*CSMR*, Barton & Bar (2015)-*Qslope*, Salcedo (2004a)-*SRI-MRI*-actualizada en este trabajo-y GSI_T propuesta por el autor. Con base en estos resultados se realizaron correlaciones entre los índices obtenidos las cuales permitieron formular conclusiones y recomendaciones de interés para el uso de tales metodologías en la evaluación de taludes.

La ubicación, rumbo e inclinación de los taludes, su litología, fotografías con vistas generales y detalles, y el análisis cinemático de su estabilidad mediante proyecciones hemisféricas, en conjunto con breves comentarios de su comportamiento, se incluyen en el Anexo 10 del trabajo original. De los 32 taludes investigados, se han seleccionado los identificados como Talud 3, Talud 18 y Talud 14, para ser descritos a continuación, como ejemplos de taludes clasificados en campo como estables, potencialmente inestables, e inestables, respectivamente.

8.1. EJEMPLO SELECCIONADO DE TALUDES ESTABLES

Talud 3

Se trata de un talud de 10 m de altura con una pendiente próxima a la vertical para el acceso vial a un centro comercial. Está conformado por esquistos cuarzo micáceos y calizas lenticulares con foliación obsecuente. El análisis cinemático solo revela modos de falla cuneiformes mecánicamente inestables, los cuales se descartan por la poca frecuencia y muy baja persistencia de diaclasas (Figura 8.1). En tal sentido, el Talud ha sido clasificado como estable.

El caso del Talud 3 se considera interesante porque a pesar de su alta pendiente y rocas moderadamente duras, las características de la masa rocosa, principalmente su foliación en sentido contrario al frente de exposición del talud y el poco desarrollo de diaclasas, han sido factores que justifican su estabilidad. En tal sentido, el caso revela la importancia de una adecuada caracterización de la masa rocosa, objetivo principal del presente trabajo, para la definición más adecuada de su pendiente.

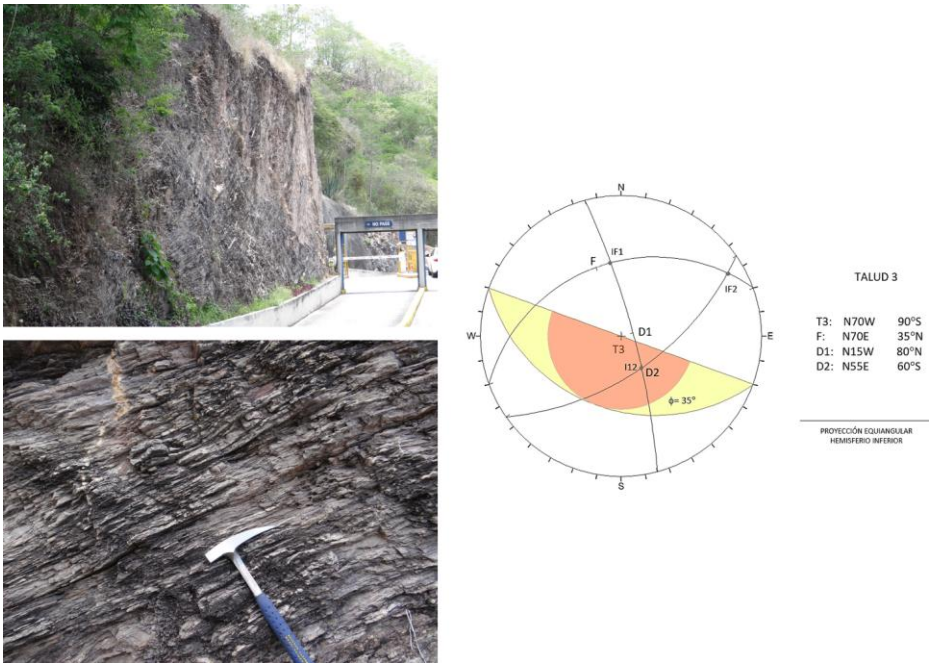


Figura 8.1. Vista general, detalle, y análisis cinemático del Talud 3.

8.2. EJEMPLO SELECCIONADO DE TALUDES POTENCIALMENTE INESTABLES

Talud 18

Se trata de un talud de corte para una vialidad urbana, de 20 m de altura y 75° de inclinación, constituido por ftanitas calcáreas, duras, muy fracturadas, con un intenso grado de fracturamiento (Figura 8.2). Ha sido afectado por deslizamientos planares controlados por la orientación de una diaclasa, y deslizamientos cuneiformes por intersección de diaclasas los cuales pueden ser fácilmente identificados en su frente de exposición, y confirmados por el análisis cinemático mostrado en dicha Figura. Por tales características y dado que todavía no ha ocurrido una falla global, se ha clasificado como potencialmente inestable.

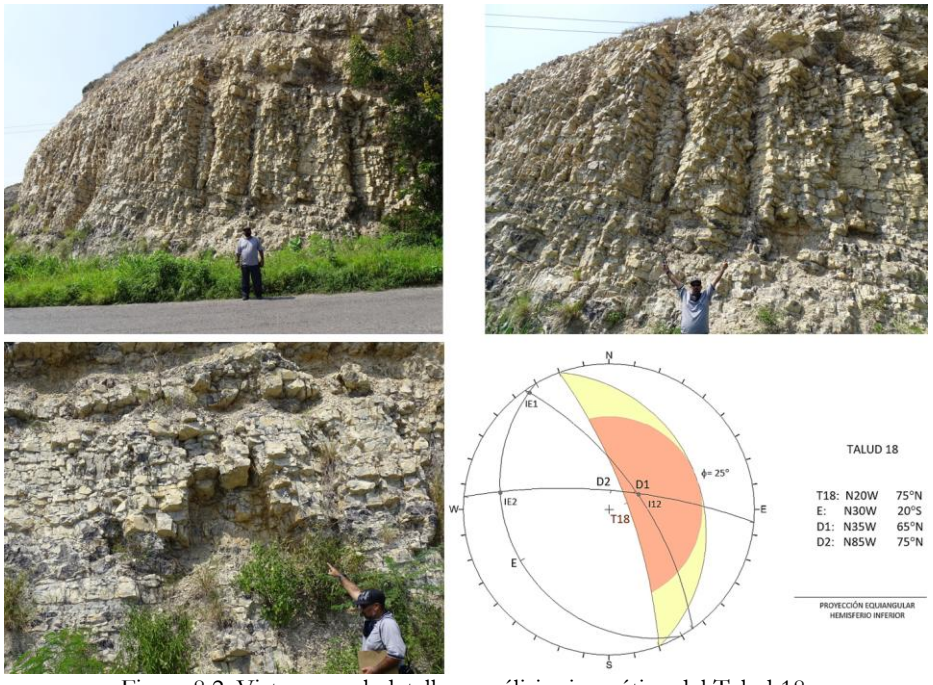


Figura 8.2. Vista general, detalle, y análisis cinemático del Talud 18.

8.3. EJEMPLO SELECCIONADO DE TALUDES INESTABLES

Talud 14

Talud de 35 m de altura y 72 ° de inclinación, constituido por calizas algo esquistosas y esquistos cuarzo calcáreos, poco meteorizados, muy duros, fracturados (Figura 8.3). Los planos de foliación se inclinan con alto buzamiento en el mismo sentido del talud excavado, y su orientación ha sido responsable de la ocurrencia de fallas planares, con grietas de tracción coincidentes con una familia de diaclasas que buza en sentido contrario al frente de exposición del talud. El análisis cinemático confirma la ocurrencia de fallas planares por foliación, y deslizamientos de cuña por foliación y diaclasas D1 y D3. Su alta resistencia y dificultad requerida para ser excavado, podría sugerir a un profesional no especialista, una falsa garantía de su estabilidad a largo plazo. Talud clasificado como inestable.

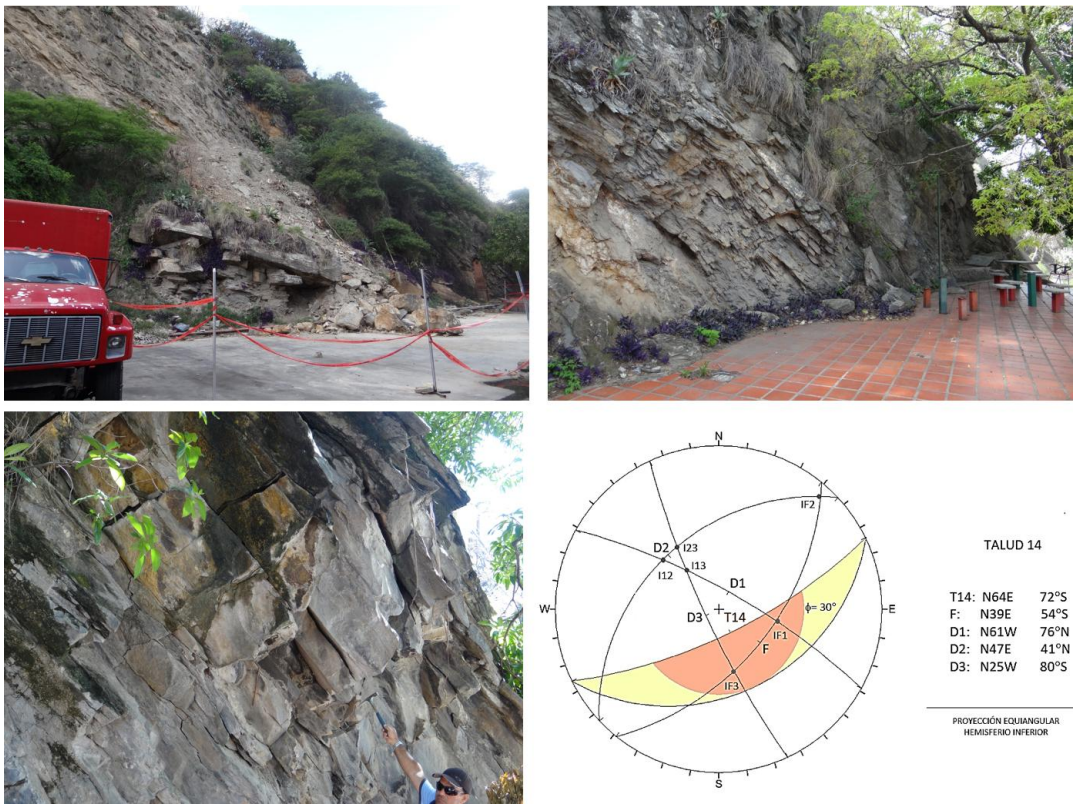


Figura 8.3. Vista general, detalles, y análisis cinemático del Talud 14.

8.4. ESTIMACIÓN DE ÍNDICES *RMRB$_{89}$*, *RMI* Y *SRI-MRI*

Los valores del índice *RMRb$_{89}$* se estimaron para cada discontinuidad, seleccionando el valor correspondiente a la discontinuidad con orientación más desfavorable para fines de correlación con los métodos aplicados a estabilidad de taludes. El valor de *RMRb$_{89}$* es el correspondiente a la sumatoria de valores de los cinco primeros factores de la Clasificación de Bieniawski (1989), asumiendo un talud en condiciones drenadas. Dado que las clasificaciones *RMi* y *SRI-MRI* consideran todas las características de la masa rocosa, sus índices correspondientes se estimaron en forma global.

En las Figuras 8.4 y 8.5 se muestran las correlaciones entre el índice *RMRb$_{89}$,* y los índices *SRI y MRI,* tanto en forma separada como en conjunto. En dichas correlaciones se puede apreciar que existe una mejor correlación en los taludes conformados por rocas sedimentarias, y una correlación aceptable para el caso de los dos índices *SRI* y *MRI* correlacionados en conjunto.

Como puede observarse en la Figura 8.6, se correlacionaron igualmente los valores de *SRI* y *MRI* con el índice *RMi* (Palmström, 1982-2005), resultando una ecuación logarítmica la cual permite estimar este último índice, considerado de gran utilidad en numerosos casos de estudio para la definición de las propiedades de las masas rocosas.

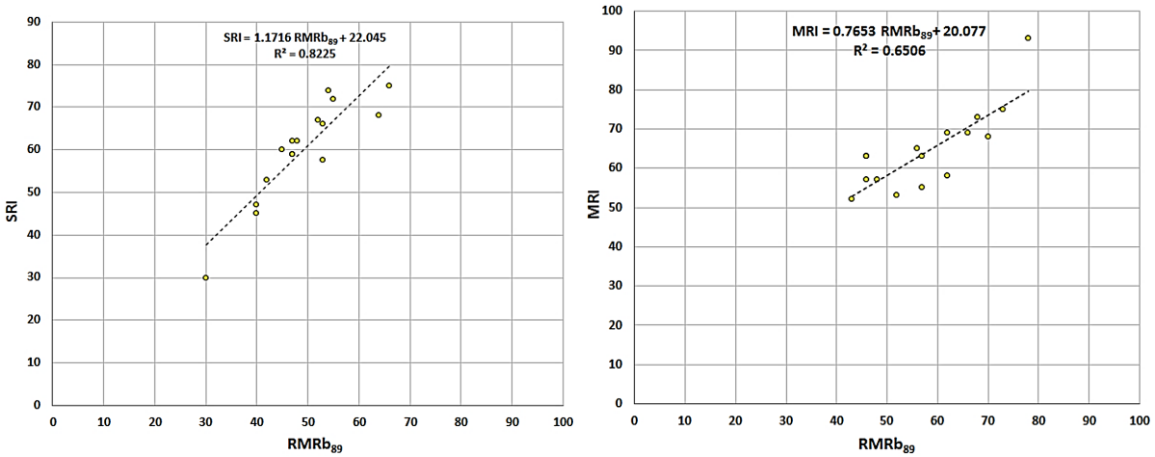


Figura 8.4. Correlación entre el índice *RMRb89* (Bieniawski, 1989), y el índice *SRI*-Rocas sedimentarias y el *MRI*-Rocas metamórficas (Salcedo, 2004a).

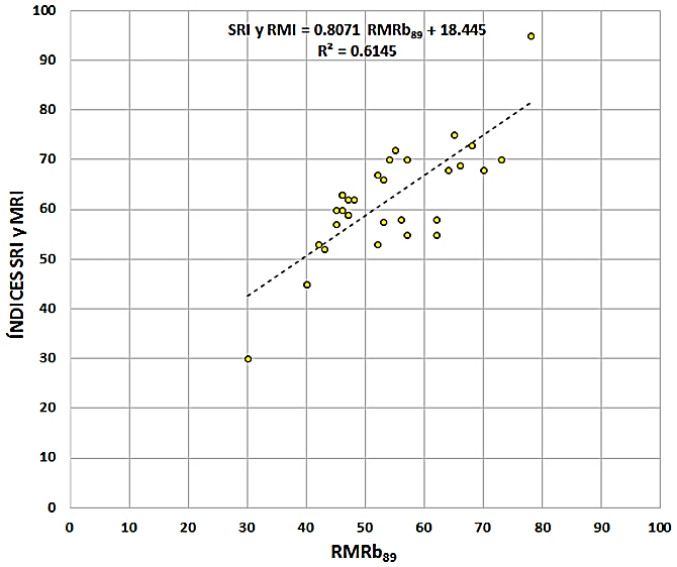


Figura 8.5. Correlación entre el índice RMRb89 (Bieniawski, 1989), y los índices *SRI*-Rocas sedimentarias e índice *MRI*-Rocas metamórficas en forma conjunta (Salcedo, 2004a).

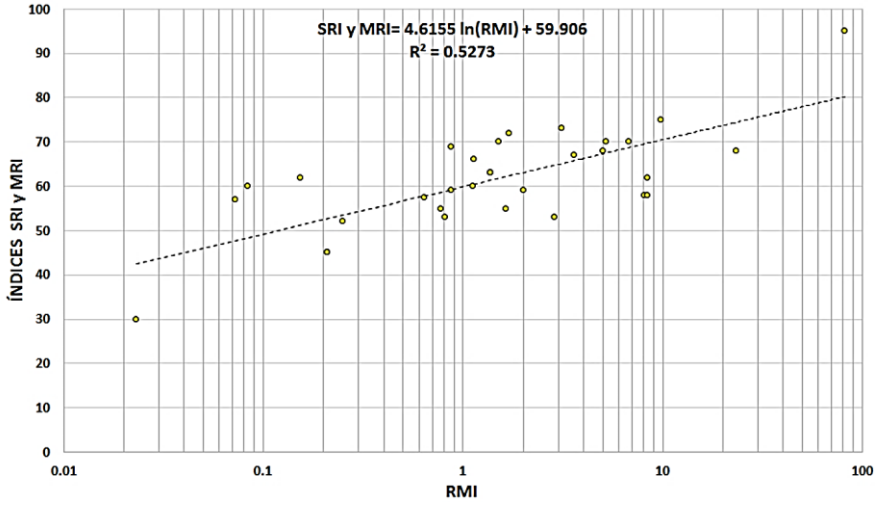


Figura 8.6. Correlación entre el índice *RMi (*Palmström, 1982-2005), y los índices *SRI*-Rocas sedimentarias e índice *MRI*-Rocas metamórficas en forma conjunta (Salcedo, 2004a).

8.5. ESTIMACIÓN DEL ÍNDICE *CSMR*

El índice *SMR* con funciones continuas, identificado como *CSMR*, fue estimado utilizando el programa SMRTool Versión 207, elaborado por Riquelme, Tomás y Abellán (2014). Para ello, se evaluaron todos los posibles modos de falla, considerando la orientación de las discontinuidades en forma individual para el caso de fallas planares y de volcamiento, y la intersección entre las referidas discontinuidades para el caso de cuñas. Cada discontinuidad fue definida por su orientación medida en campo y se le asignó el valor de *RMRb* correspondiente. En el Anexo 10 del trabajo original, se indican, para todos los taludes investigados, los valores obtenidos del índice *CSMR* en cada modo de falla, la definición de clases, estabilidad y probabilidad de falla según Romana (1985) y Romana et al. (2015). Asimismo, se comparan los resultados del *CSMR* con los análisis cinemáticos y el comportamiento de los taludes definido en campo.

8.6. ESTIMACIÓN DEL ÍNDICE *QSLOPE*

El índice *Qslope* fue determinado para los 32 taludes analizados, con base en los factores propuestos por Barton & Bar (2015). Asimismo, se estimó el mayor ángulo de inclinación (*bc*) para el cual según los autores se espera un comportamiento estable a largo plazo. En el Anexo 10 del trabajo original, se resumen los valores de los diversos factores previstos en la Clasificación de Barton & Bar (2015), el valor de *Qslope,* el mayor ángulo de inclinación aceptable (*bc),* y la clasificación del talud en cuanto a su estabilidad relativa utilizando los términos propuestos por dichos autores. Asimismo, se comparan los resultados del *Qslope* con los análisis cinemáticos y el comportamiento de los taludes observado en campo. Los valores estimados de *Qslope* fueron representados en el gráfico de Barton & Bar con su simbología correspondiente (Véase Figura 8.7).

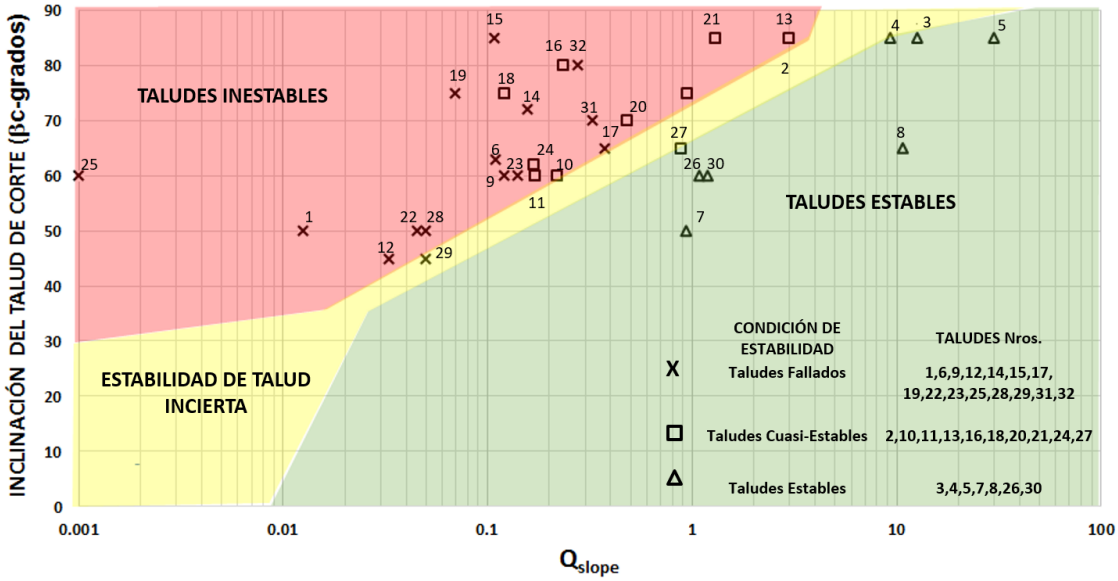


Figura 8.7. Representación de los taludes investigados en el gráfico de Bar & Barton (2015).

Es posible apreciar en la Figura 8.7 que resulta una buena predicción para la condición de estabilidad de todos los taludes clasificados en campo como estables e inestables, los cuales quedan incluidos en las correspondientes zonas destacadas en verde y destacadas en rojo, calificadas por Barton & Bar como de "Taludes Estables" y "Taludes Inestables", respectivamente. Sin embargo, es notorio que varios de los taludes investigados, clasificados en campo como "potencialmente inestables", los cuales corresponderían a los denominados "Cuasi-estables" por Barton & Bar, se ubican en la zona roja de "Taludes Inestables". Con base en lo expuesto y con el objeto de solventar esta última discrepancia, en el presente trabajo, se ha propuesto clasificar los taludes en los siguientes cuatro grupos:

- **Taludes inestables**. Taludes que han fallado o están en proceso de deslizamiento y que ameritarían modificaciones de su actual geometría y/u obras de contención tales como muros, pantallas ancladas, etc.
- **Taludes potencialmente inestables con alta probabilidad de falla**. Se caracterizan por una orientación desfavorable de discontinuidades pero no han fallado globalmente. Presentan indicios de movimientos incipientes y deslizamientos localizados de bloques de rocas, grietas en proceso de desarrollo, evidencias de erosión y acumulación de material al pie del talud. Se califican como muy susceptibles al colapso por la incidencia de factores detonantes como presiones de agua y/o sismo, aun de magnitudes reducidas.
- **Taludes potencialmente inestables con baja probabilidad de falla**. La orientación de discontinuidades es desfavorable pero no existen evidencias de procesos de inestabilidad inminente. Tienen mayor capacidad de conservar su condición de equilibrio estable, ante similar

magnitud de las acciones inducidas por los factores detonantes mencionados.

– **Taludes estables.** Cinemáticamente estables ante posibles fallas estructurales. Sin indicio alguno de procesos de inestabilidad. En caso de rocas débiles, verificada su estabilidad, se han obtenido factores de seguridad que satisfacen los valores normativos bajo condiciones estática y dinámica, drenada y con presiones de agua.

Con base en esta propuesta de clasificación y particularmente en la subdivisión de la potencial inestabilidad, en la Figura 8.8 se han representado nuevamente los resultados de los taludes investigados. Los taludes identificados con el símbolo de cuadrito lleno corresponden a los taludes potencialmente inestables con alta probabilidad de falla y en tanto que los cuadritos vacíos representan los taludes potencialmente inestables con baja probabilidad de falla.

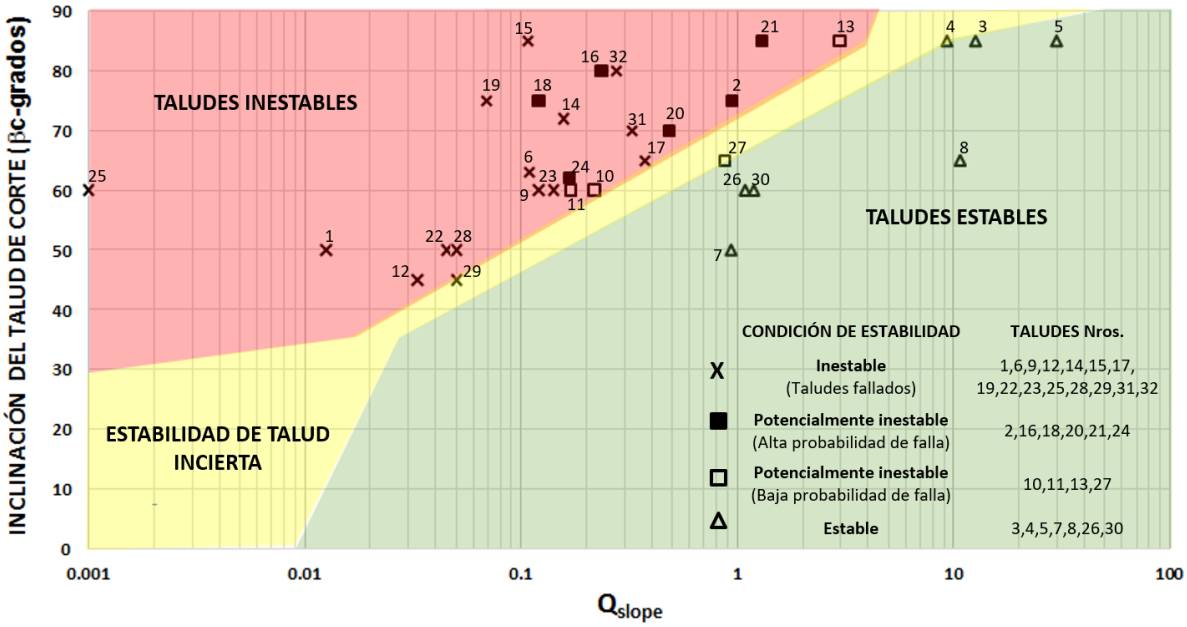


Figura 8.8. Representación de los taludes investigados en el gráfico de Bar & Barton (2015), incorporando la clasificación de estabilidad en cuatro grupos propuesta en el presente trabajo.

Se observa en la Figura 8.8 que los taludes "potencialmente inestables con alta probabilidad de falla" identificados con el cuadrito lleno, están ubicados en la zona inestable de Bar & Barton, mientras que los "potencialmente inestables con baja probabilidad de falla" se acercan a la zona destacada en amarillo que corresponde a una estabilidad incierta o a taludes que dichos autores identifican como cuasi-estables.

Los resultados obtenidos respaldan la proposición de clasificar los taludes en cuatro grupos, lo cual permite jerarquizarlos facilitando la programación de las labores de atención con un orden prioritario en función de la disponibilidad económica para los estudios requeridos.

8.7. ESTIMACIÓN DEL ÍNDICE *GSI$_T$*

Con el fin de evaluar la validez del uso del *GSI$_T$* propuesto por el suscrito como índice predictor del comportamiento de taludes, se correlacionaron los valores de los índices obtenidos con la calificación de estabilidad fundamentada en las observaciones de trabajos de campo. En tal sentido se definieron tres grupos, indicados en la Tabla 8.1.

INDICE *GSI$_T$*	CONDICIÓN DE ESTABILIDAD
0 - 30	Taludes inestables
30 -50	Taludes potencialmente inestables
50 - 100	Taludes estables

Tabla 8.1. Índices *GSI$_T$* y su relación con las condiciones de estabilidad de los taludes investigados, definidas mediante observaciones de campo.

Definidos los grupos de la Tabla 8.1 con base en el Índice *GSI$_T$*, se elaboraron los gráficos de las Figuras 8.9 y 8.10, los cuales permiten comparar las predicciones de dicho índice con los estimados mediante los métodos *CSMR* y *Qslope*. Para fines comparativos se utilizaron los mismos colores sugeridos por Bar & Barton para identificar las diferentes zonas de estabilidad.

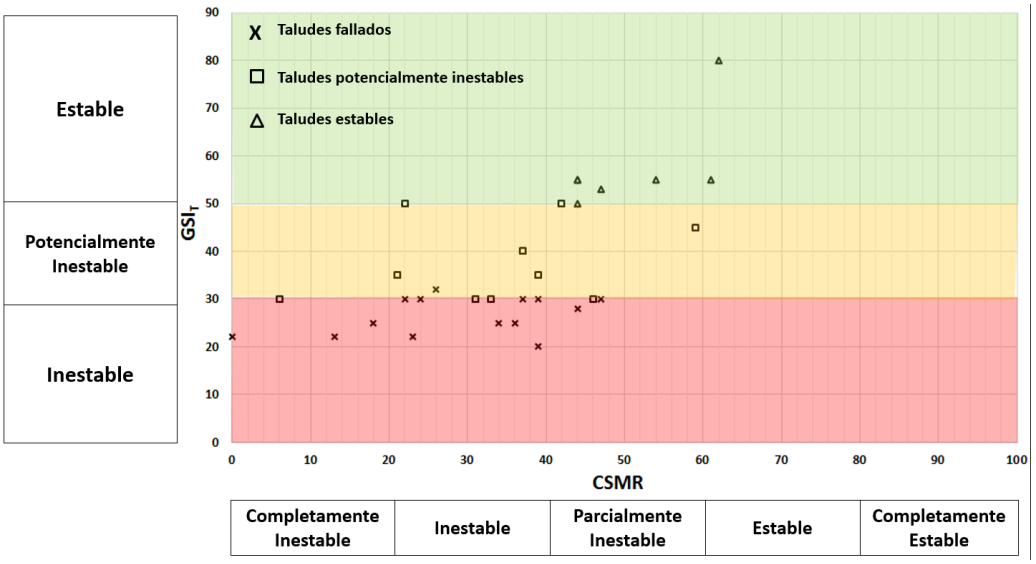


Figura 8.9. Comparación entre la calificación de estabilidad del índice *CSMR* y el índice GSI_T propuesto, para los 32 taludes investigados.

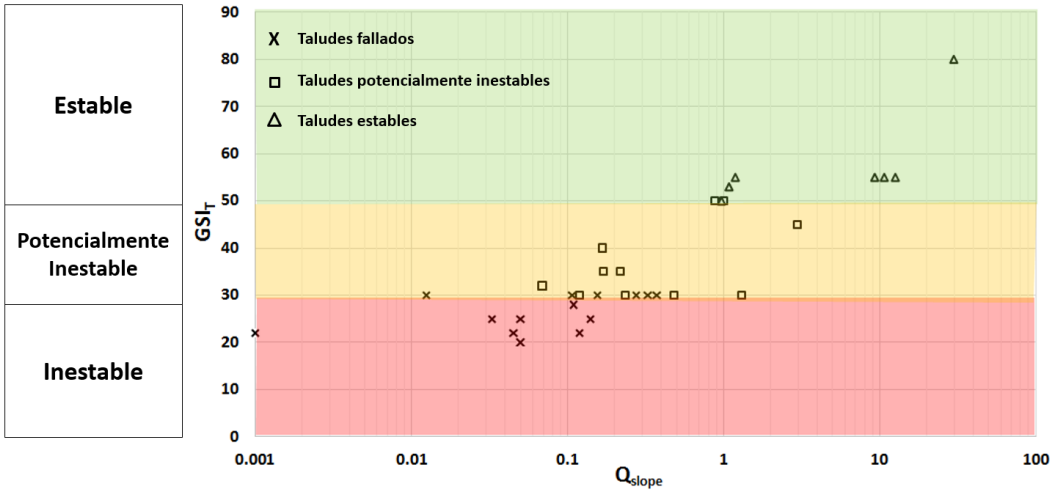


Figura 8.10. Comparación entre la calificación de estabilidad del índice *Qslope* y el índice GSI_T propuesto, para los 32 taludes investigados.

8.8. CORRELACIONES ENTRE LOS DIFERENTES ÍNDICES PREDICTORES DE COMPORTAMIENTO DE TALUDES

Los resultados de la correlación obtenida en la presente investigación se ilustran en la Figura 8.11, indicando la ecuación logarítmica promedio y los límites superior e inferior los cuales definen una zona que incluye 30 de los 32 taludes investigados.

Desde su publicación oficial en el año 2015, varios autores han correlacionado el índice *Qslope* con el índice *CSMR* mediante investigaciones realizadas en contextos geológicos diferentes. En la Figura 8.12 se indica la correlación obtenida de los 32 taludes investigados y se resumen cinco de las ecuaciones fundamentadas en resultados de investigaciones realizadas en varios países, con sus correspondientes coeficientes de determinación (R^2). Puede observarse la dispersión típica que se ha obtenido en las diferentes investigaciones cuando se trata de correlacionar los mencionados índices.

Adicionalmente se intentó correlacionar los índices *SRI-MRI* (Salcedo, 2004a) con los citados índices *CMSR* y *Qslope,* resultando una correlación con el *CMSR* de muy bajo coeficiente de determinación. La correlación obtenida con el *Qslope,* tal como puede observarse en la Figura 8.13, se puede calificar de aceptable considerando que la Clasificación *SRI* y *MRI* no fue concebida para predecir el comportamiento de taludes; esta correlación puede ser de utilidad para realizar una primera estimación del índice *Qslope* con el fin de contrastarlo posteriormente con el valor proveniente de la aplicación detallada de la metodología de Barton & Bar (2015).

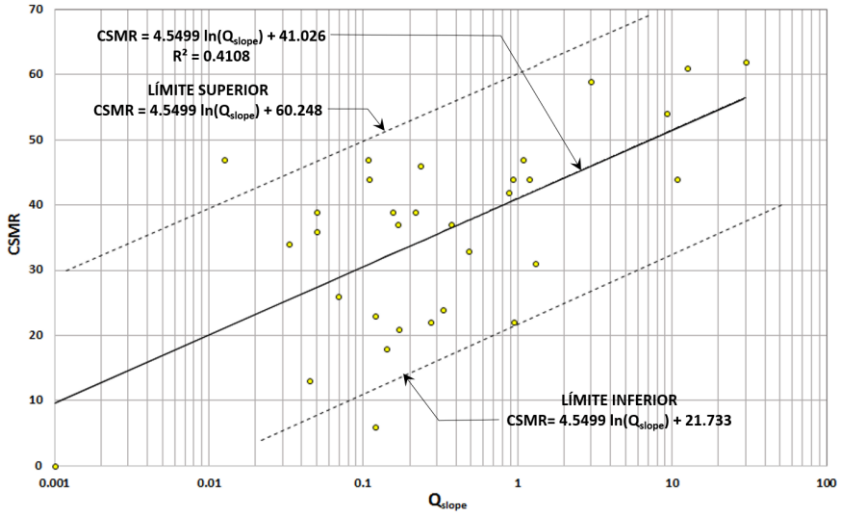


Figura 8.11. Correlación entre los índices *Qslope* y *CSMR* estimados en la presente investigación, y ecuaciones de los límites superior e inferior que definen una zona que comprende el 94% de los casos estudiados.

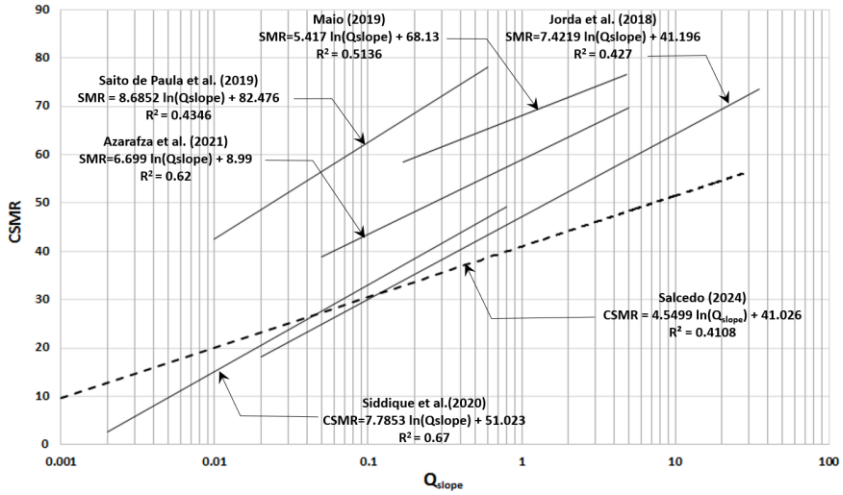


Figura 8.12. Correlaciones publicadas entre *Qslope* y *SMR* o *CSMR* por varios investigadores y comparación con la obtenida en la presente investigación.

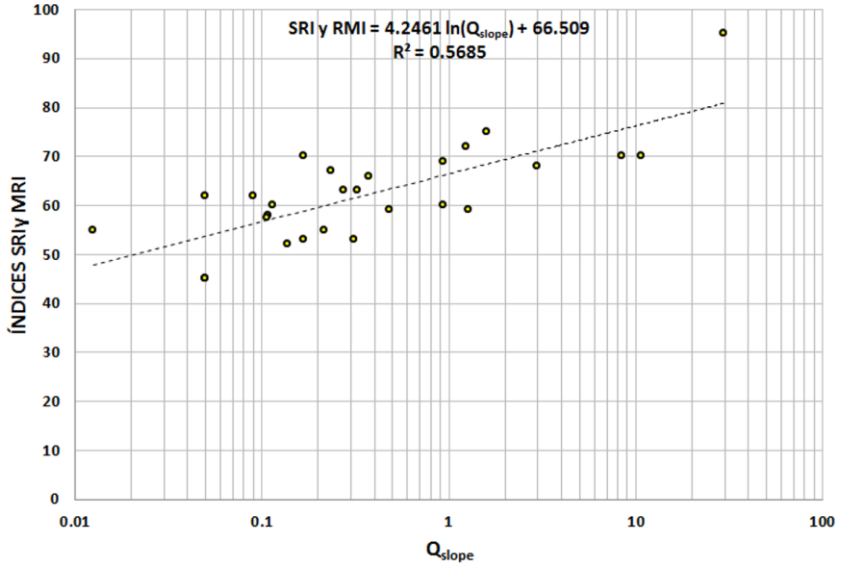


Figura 8.13. Relación entre los índices *SRI-MRI* y el índice *Qslope* para los 32 taludes investigados.

8.9. COMPARACIÓN DE LA PREDICCIÓN DE CONDICIONES DE ESTABILIDAD DE TALUDES MEDIANTE LOS ÍNDICES *CSMR*, *QSLOPE* Y GSI_T

Las siguientes Tablas 8.2a a 8.2d permiten comparar las calificaciones de estabilidad obtenidas de la aplicación de cada uno de los métodos evaluados, con los resultados de los análisis cinemáticos y el comportamiento observado en los taludes durante las actividades de campo.

Con base en los resultados ilustrados en las Figuras 8.9 y 8.10 e indicados en las Tablas 8.2a a 8.2d, se puede concluir que salvo algunas excepciones, destacadas en letras negritas en dichas Tablas y que corresponden a los Taludes 1, 6, 11, 13, 15, 16 y 18, existe una aceptable concordancia entre la calificación de estabilidad pronosticada para los taludes investigados con base en las tres metodologías empleadas. En vista de que tales diferencias se pueden presentar en trabajos similares de evaluación de estabilidad de taludes, tratándose de metodologías muy sencillas de aplicar y de relativo poco costo, lo recomendable es utilizar los tres métodos para disponer de un fundamento más confiable que respalde la toma de decisiones.

INVESTIGACIÓN DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN MASAS ROCOSAS METAMÓRFICAS Y SEDIMENTARIAS
TABLA COMPARATIVA DE COMPORTAMIENTO DE TALUDES. PREDICCIÓN DE CSMR, Qslope, GSI_T vs. ANÁLISIS CON PROYECCIONES Y OBSERVACIONES DE CAMPO

TALUD Nro.	CLASIFICACIÓN CSMR	CLASIFICACIÓN Qslope	CLASIFICACIÓN GSI_T	ANÁLISIS CINEMÁTICO CON PROYECCIONES	COMPORTAMIENTO OBSERVADO EN CAMPO
1	**Parcialmente estable**	**Inestable**	**Inestable**	Cinemáticamente estable en cuanto a probables superficies de falla en la masa rocosa subyacente.	**Inestable**. Deslizamiento superficial en suelo residual sobre masa rocosa in situ.
2	Inestable	Inestable	Potencialmente inestable	Cinemática y mecánicamente inestable. Deslizamientos planares por diaclasas y cuneiformes por sus intersecciones.	**Potencialmente inestable con alta probabilidad de falla**. Sin evidencias actuales de inestabilidad global. Desprendimientos de cuñas por diaclasas en frente de exposición.
3	Estable	Estable	Estable	Cinemáticamente inestable por intersecciones de diaclasas, pero en vista de la poca frecuencia y muy baja persistencia, se clasifica como estable.	**Estable**
4	Parcialmente estable	Estable	Estable	Cuña por intersección de foliación y diaclasa cinemáticamente inestable pero mecánicamente estable.	**Estable**
5	Estable	Estable	Estable	Cinemáticamente estable	**Estable**
6	**Parcialmente estable**	**Inestable**	**Inestable**	Deslizamiento cuneiforme por intersección de diaclasas.	**Inestable**
7	Parcialmente estable	Estable	Estable	Cinemáticamente estable	**Estable**
8	Parcialmente estable	Estable	Estable	Cinemáticamente estable	**Estable**
9	Inestable	Inestable	Inestable	Deslizamientos planares por foliación y cuneiformes por foliación y diaclasas	**Inestable**
10	Inestable	Inestable	Potencialmente inestable	Cinemáticamente inestable por foliación	**Potencialmente inestable con baja probabilidad de falla.** Sin evidencias actuales de inestabilidad global.

Tabla 8.2a. Predicción de comportamiento de taludes investigados mediante las tres metodologías evaluadas, y su comparación con el análisis cinemático y el comportamiento observado en campo. Taludes 1 al 10.

INVESTIGACIÓN DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN MASAS ROCOSAS METAMÓRFICAS Y SEDIMENTARIAS
TABLA COMPARATIVA DE COMPORTAMIENTO DE TALUDES. PREDICCIÓN DE CSMR, Qslope, GSI_T vs. ANÁLISIS CON PROYECCIONES Y OBSERVACIONES DE CAMPO

TALUD Nro.	CLASIFICACIÓN CSMR	CLASIFICACIÓN Qslope	CLASIFICACIÓN GSI_T	ANÁLISIS CINEMÁTICO CON PROYECCIONES	COMPORTAMIENTO OBSERVADO EN CAMPO
11	**Inestable**	**Inestable**	**Potencialmente inestable**	Cinemáticamente inestable por foliación y cuneiforme por foliación y diaclasa	**Potencialmente inestable.** Sin evidencias actuales de inestabilidad global
12	Inestable	Inestable	Inestable	Cinemáticamente inestable por modos de falla cuneiformes por intersección de foliación y diaclasas.	**Inestable**. Foliación muy plegada y rocas muy meteorizadas a descompuestas, blandas.
13	**Parcialmente estable**	**Inestable**	**Potencialmente inestable**	Cinemática y mecánicamente inestable por cuñas generadas por intersección de diaclasas.	**Potencialmente inestable con baja probabilidad de falla**. Sin evidencias actuales de inestabilidad global. Cuñas muy localizadas en zona superior.
14	Inestable	Inestable	Inestable	Cinemática y mecánicamente inestable por fallas planares según foliación y cuneiformes por foliación y diaclasas.	**Inestable**
15	**Parcialmente estable**	**Inestable**	**Inestable**	Cuñas por intersección de diaclasas	**Inestable**. Altamente fracturado. Superficie de falla independiente de orientación de discontinuidades.
16	**Parcialmente estable**	**Inestable**	**Potencialmente inestable**	Cinemáticamente inestable por deslizamientos planares por estratificación y cuñas por estratificación y diaclasas.	**Potencialmente inestable con alta probabilidad de falla.** Desprendimientos de bloques rocosos acumulados al pie del talud.
17	Inestable	Inestable	Inestable	Cinemática y mecánicamente inestable por estratificación y cuñas por estratificación y planos de diaclasas.	**Inestable**

Tabla 8.2b. Predicción de comportamiento de taludes investigados mediante las tres metodologías evaluadas, y su comparación con el análisis cinemático y el comportamiento observado en campo. Taludes 11 al 17.

INVESTIGACIÓN DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN MASAS ROCOSAS METAMÓRFICAS Y SEDIMENTARIAS TABLA COMPARATIVA DE COMPORTAMIENTO DE TALUDES. PREDICCIÓN DE CSMR, Qslope, GSI_T vs. ANÁLISIS CON PROYECCIONES Y OBSERVACIONES DE CAMPO					
TALUD Nro.	**CLASIFICACIÓN CSMR**	**CLASIFICACIÓN Qslope**	**CLASIFICACIÓN GSI_T**	**ANÁLISIS CINEMÁTICO CON PROYECCIONES**	**COMPORTAMIENTO OBSERVADO EN CAMPO**
18	**Completamente inestable**	**Inestable**	**Potencialmente inestable**	Deslizamientos planares por diaclasas, y cuneiformes por diaclasas.	**Potencialmente inestable con alta probabilidad de falla**. Sin evidencias actuales de inestabilidad global. Deslizamientos planares y de cuñas en frente de exposición.
19	Inestable	Inestable	Inestable	Cinemáticamente estable por estratificación y diaclasas e inestable por intersecciones de fallas geológicas con diaclasas.	**Inestable** Talud con zonas cizalladas por fallas geológicas. Deslizamiento planar según una de las fallas geológicas.
20	Inestable	Inestable	Potencialmente Inestable	Cinemática y mecánicamente inestable por estratificación. Fallas geológicas con orientación desfavorable facilitando ocurrencia de deslizamientos biplanares.	**Potencialmente inestable con alta probabilidad de falla.**
21	Inestable	Inestable	Potencialmente Inestable	Cinemáticamente inestable pero mecánicamente estable.	**Potencialmente inestable con alta probabilidad de falla.** Capas de muy poco espesor y muy alta frecuencia de diaclasas.
22	Completamente Inestable	Inestable	Inestable	Cinemática y mecánicamente inestable por planos de estratificación.	**Inestable**
23	Inestable	Inestable	Inestable	Cinemática y mecánicamente inestable con fallas planares por estratificación y cuñas por estratificación y diaclasas, y por diaclasas.	**Inestable** Requirió sistema de refuerzos con barras pasivas**.**
24	Inestable	Inestable	Potencialmente Inestable	Cinemática y mecánicamente inestable por fallas planares según planos de estratificación, y cuñas por estratificación y diaclasas, y entre diaclasas.	**Potencialmente inestable con alta probabilidad de falla.**

Tabla 8.2c. Predicción de comportamiento de taludes investigados mediante las tres metodologías evaluadas, y su comparación con el análisis cinemático y el comportamiento observado en campo. Taludes 18 al 24.

INVESTIGACIÓN DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN MASAS ROCOSAS METAMÓRFICAS Y SEDIMENTARIAS TABLA COMPARATIVA DE COMPORTAMIENTO DE TALUDES. PREDICCIÓN DE CSMR, Qslope, GSI_T vs. ANÁLISIS CON PROYECCIONES Y OBSERVACIONES DE CAMPO					
TALUD Nro.	**CLASIFICACIÓN CSMR**	**CLASIFICACIÓN Qslope**	**CLASIFICACIÓN GSI_T**	**ANÁLISIS CINEMÁTICO CON PROYECCIONES**	**COMPORTAMIENTO OBSERVADO EN CAMPO**
25	Completamente inestable	Inestable	Inestable	Fallas planares por estratificación	**Inestable.** Fallas planares y movimientos en forma de flujo.
26	Estable	Estable	Estable	Cinemáticamente estable	**Estable** Eventual caída de bloques si continúa meteorización diferencial en sector muy localizado.
27	Parcialmente estable	Cuasi-estable	Potencialmente inestable	Cinemáticamente inestable por fallas planares según planos de estratificación y cuñas por estratificación con diaclasas.	**Potencialmente inestable con baja probabilidad de falla.**
28	Inestable	Inestable	Inestable	Cinemáticamente estable. Rocas muy meteorizadas.	**Inestable** Mecanismo de falla independiente de orientación de discontinuidades.
29	Inestable	Inestable	Inestable	Cinemáticamente estable. Rocas muy meteorizadas.	**Inestable** Mecanismo de falla independiente de orientación de discontinuidades.
30	Parcialmente estable	Estable	Estable	Cinemáticamente estable.	**Estable** Solo flujos de lutitas localizados por meteorización diferencial.
31	Inestable	Inestable	Inestable	Cinemática y mecánicamente inestable por fallas planares según foliación, y cuñas por intersección de foliación y diaclasas.	**Inestable**
32	Inestable	Inestable	Inestable	Cinemática y mecánicamente inestable por fallas planares por diaclasa, y cuñas controladas por intersección entre diaclasas.	**Inestable**

Tabla 8.2d. Predicción de comportamiento de taludes investigados mediante las tres metodologías evaluadas, y su comparación con el análisis cinemático y el comportamiento observado en campo. Taludes 25 al 32.

En opinión del autor, complementar los tres métodos utilizados en la presente investigación con un análisis cinemático, es una actividad que se debe calificar como obligatoria antes de pronunciarse acerca del comportamiento de los taludes a mediano y largo plazo, y de programar los estudios y proyectos requeridos.

Finalmente se debe mencionar que la utilización de estas metodologías de bajo costo se considera de mucha utilidad, principalmente en países que por sus condiciones económicas actuales disponen de limitados recursos para estudios geoingenieriles más completos. Asimismo, son útiles para la toma de decisiones en aquellos casos en los cuales no se dispone de tiempo para estudios más detallados, principalmente cuando durante la excavación se detectan características geológicas no previstas en los estudios realizados previamente.

CAPÍTULO IX

El Capítulo IX del trabajo original se concreta a los aspectos relativos a la estimación de diferentes propiedades geomecánicas de las masas rocosas. Luego de referirse a propiedades de la roca intacta y exponer los criterios de rotura aplicables tanto a la roca intacta como a la masa rocosa, con base a múltiples referencias consultadas se presenta una descripción detallada de diferentes propuestas para estimar la resistencia a la compresión uniaxial, módulo de deformación, ángulo de fricción y resistencia cohesiva de masas rocosas. Las diferentes ecuaciones se presentan ordenadas por fechas, y agrupadas en función del índice de la clasificación geomecánica considerada separando aquellas que dependen exclusivamente de dichos índices de las que incorporan adicionalmente la resistencia a la compresión sin confinar de la roca intacta. En todos los casos se indica el autor o autores, y en los casos necesarios se indican comentarios breves respecto al uso de la ecuación. Al final del Capítulo se realiza una evaluación detallada de criterios de rotura y de ensayos para estimar la resistencia al corte en discontinuidades.

Con el fin de satisfacer en lo posible las limitaciones de extensión establecidas para el compendio del trabajo en extenso, y considerando que una gran mayoría de deslizamientos en masas rocosas ocurre con superficies de cizallamiento controladas por la orientación de discontinuidades, únicamente se seleccionaron las consideraciones más relevantes del tópico de resistencia al corte en discontinuidades para incluirlo en el presente documento-resumen.

9. CONSIDERACIONES SOBRE RESISTENCIA AL CORTE EN DISCONTINUIDADES

La revisión de la literatura especializada y la experiencia obtenida en la práctica de la geoingeniería, muestra lo complejo de conocer con precisión la contribución de todos los factores asociados a la resistencia al corte en discontinuidades. Sin duda la rugosidad es el factor clave que influencia el comportamiento mecánico de discontinuidades, y el efecto escala es igualmente fundamental. Por tales razones en las últimas décadas se han publicado resultados de múltiples investigaciones con el objeto de contribuir a tan complicada problemática, existiendo un punto de coincidencia entre los investigadores en cuanto a que la predicción de la resistencia al corte en discontinuidades a la escala ingenieril in situ, continúa siendo incierta.

Se puede concluir que los actuales modelos no son capaces de simular con suficiente precisión el complejo comportamiento al corte de discontinuidades, y por tal razón es evidente que uno de los retos en la ingeniería de rocas es el desarrollo de nuevos criterios. Con base en lo expuesto es evidente que hasta tanto no se tenga una comprensión consensuada de los verdaderos factores y el mecanismo del efecto escala en la resistencia pico, las ecuaciones empíricas deberían ser usadas con cautela, realizando estimaciones preliminares de la resistencia al corte discontinuidades de varios tamaños de discontinuidades. En opinión del suscrito para la toma de decisiones en la ingeniería práctica, no queda otra opción sino utilizar los criterios publicados hasta la fecha teniendo en mente sus incertidumbres y limitaciones, y fundamentarse en la experiencia acumulada tanto en los proyectos en los cuales se ha participado como en los diferentes casos de estudio publicados en la literatura especializada. La situación descrita exige un compromiso a los practicantes de la geoingeniería, en el sentido de estar actualizados con el estado del conocimiento asociado al presente tema objeto de consideración.

Dada la relevante influencia que tiene la selección de parámetros de resistencia al corte en el diseño y correspondiente costo de las obras de soporte requeridas para estabilizar los taludes de corte proyectados en masas rocosas, un factor fundamental es la caracterización y clasificación de dichas masas, por lo cual este tema fue seleccionado como el principal objetivo del presente trabajo. El método observacional y los detalles que se puedan apreciar en las actividades de campo, principalmente en cuanto al comportamiento de taludes previamente excavados en diferentes litologías con variados grados de meteorización y fracturamiento, distintas orientaciones de discontinuidades y variados mecanismos de rotura, son fundamentales para corroborar los parámetros que luego van a ser estimados mediante ensayos en sitio y/o en laboratorio, los cuales deben ser realizados ajustándose a las normativas correspondientes.

En cuanto a los equipos de corte directo para determinar la resistencia al corte de discontinuidades, muy pocas instituciones y empresas consultoras disponen de modelos que permitan ejecutar ensayos que cumplan a satisfacción con las normativas, y solamente se contratan para proyectos de envergadura. En trabajos de consultoría de menor alcance se acude frecuentemente a equipos portátiles tales como el desarrollado en el Imperial College que utiliza gatos para aplicar las fuerzas normales y de corte. La experiencia del autor del presente trabajo con este equipo es que el mismo es poco sensible y presenta ciertas dificultades para la medición de la carga normal, por lo cual hay necesidad de ir ajustando el gato para asegurar un valor constante; asimismo, tiene ciertas dificultades para la medición de la dilatancia, la cual como se ha descrito previamente es un dato esencial para la interpretación del ensayo. De todas formas, provee resultados que, interpretados con conceptos claros de resistencia al corte en discontinuidades, son de utilidad para trabajos convencionales.

Muchos casos se pudiesen citar de como observaciones de campo desvirtúan resultados de ensayos y parámetros de diseño seleccionados en la práctica de la geoingeniería de taludes. Es de mencionar, por ejemplo, un caso objeto de consulta relativo a un talud a ser excavado en una masa rocosa con planos de estratificación orientados desfavorablemente a su estabilidad, en el cual estudios previos consideraron la resistencia cohesiva nula en planos de estratificación; esta decisión, sin duda conservadora, condujo a su estabilización con altas fuerzas de soporte y consecuente elevado costo. Al

respecto es oportuno comentar que en general, la existencia de resistencia cohesiva en los planos de estratificación puede inferirse observando taludes de corte con pendientes subverticales, en los cuales dichos planos presentan buzamientos muy altos en el mismo sentido de la pendiente y aun así se mantienen estables. (Véase Figura 9.1).



Figura 9.1. Dos ejemplos de planos de estratificación con orientación desfavorable a la estabilidad de un talud, observándose que a pesar del alto buzamiento existen bloques que se mantienen estables.

Si las condiciones de estabilidad observadas en las fotos de la Figura 9.1 no son atribuibles a la existencia de resistencia cohesiva, habría que aceptar que los ángulos de fricción requieren ser excesivamente altos para asegurar la condición de equilibrio. Por otra parte, es aceptable que en el proceso de excavación tanto por efecto de relevación de esfuerzos como de las voladuras, la componente de resistencia cohesiva tiende a disminuir al menos en una zona próxima al frente de excavación del talud, pero lamentablemente aunque existen proposiciones de introducir factores de perturbación para estimar tal disminución, es muy difícil precisar cuanta cohesión permanece después de los procesos de excavación.

Las observaciones de campo como las ilustradas en la Figura 9.1 antes mencionada, y el conocimiento del origen de los planos de estratificación, conducen a pensar que en la realidad una resistencia cohesiva importante debe existir en dichos planos, producto del enlace de minerales y otros procesos diagenéticos durante la sedimentación en tiempo geológico. Por otro lado, es de advertir que en muchas ocasiones, como producto de esfuerzos tectónicos dichos planos pueden perder resistencia a tracción y como consecuencia separarse, generando discontinuidades con muy baja o nula cohesión a esfuerzos normales bajos en las cuales prevalecen movimientos de dilatación sin corte de las rugosidades.

Los comentarios previos son válidos para superficies de foliación en rocas metamórficas las cuales son igualmente planos de debilidad en las masas rocosas. Aunque con un origen diferente al de los planos de estratificación, estas superficies presentan sectores con resistencia cohesiva, tal como puede observarse en los ejemplos de la Figura 9.2. Si se trata de diaclasas, igualmente la caracterización de campo principalmente la asociada a su persistencia y a la presencia de puentes de roca proveerá información de gran utilidad. Todas estas consideraciones deben evaluarse antes y en conjunto con los resultados de ensayos de laboratorio, con el fin de llegar a una adecuada y confiable selección de parámetros de resistencia al corte.



Figura 9.2. Ejemplos de superficies de foliación orientadas desfavorablemente a la estabilidad, mostrando sectores con bloques todavía estables y sectores donde se puede inferir que se produjeron deslizamientos de bloques.

Los criterios de falla en discontinuidades expuestos en este Capítulo se refieren a discontinuidades abiertas, rugosas, sin relleno entre sus paredes. La resistencia al corte de discontinuidades con relleno está fuera del alcance del tema propuesto en este trabajo. En esos casos evidentemente la resistencia dependerá del tipo y espesor del relleno. Para espesores importantes de materiales de menor resistencia que la roca intacta existentes entre las paredes de las discontinuidades, las actividades de laboratorio deben centrarse en la definición de la resistencia al corte del material de relleno. Si se tratara de discontinuidades abiertas y rellenas con materiales duros, más resistentes que las paredes de la roca intacta, el mecanismo de falla a evaluar debe ser en una superficie con una resistencia al corte que caracterice las paredes de la roca.

CAPÍTULO X

En el Capítulo X del trabajo original se presentan consideraciones y perspectivas de las actividades de caracterización y clasificación de masas rocosas, y se hace referencia a los métodos de análisis, y técnicas numéricas avanzadas y en desarrollo, aplicadas a taludes en dichas masas. Se concluye con comentarios sobre la conveniencia de incorporar aspectos filosóficos en la práctica de la geoingeniería, con el objeto de motivar a los profesionales que ejercen esta disciplina respecto al beneficio de adoptar un modelo de pensamiento complementario al recibido en nuestra formación ingenieril, considerado de mucha utilidad en la práctica de nuestra profesión.

Por su relevante significación y con el fin de ajustarse al limitado número de páginas permisible, en el Capítulo X del presente documento-resumen solo se han extraído del trabajo original, las consideraciones referentes a los mencionados aspectos filosóficos en la práctica de la geoingeniería.

10. PRINCIPIOS FILOSÓFICOS EN LA PRÁCTICA DE LA GEOINGENIERÍA

Desde hace mucho tiempo los geocientíficos (profesionales de ciencias de la tierra) han reconocido el importante papel que tiene el sesgo del conocimiento en el estudio de la geología (Wilson et al. 2019, Randle et al. 2019). Por otra parte, en general los ingenieros hemos mostrado poco interés en temas filosóficos, y rara vez nos llama la atención el origen del conocimiento ingenieril (Buciarelli, 2003). Sin embargo, en muchas ocasiones durante nuestro ejercicio profesional estos pensamientos han venido a nuestra mente y hemos deseado disponer de otras habilidades y recursos cognitivos que nos ayuden en los procesos de toma de decisiones.

En este orden de ideas para finalizar el presente trabajo, aunque pudiera parecer abstracto para profesionales de la geoingeniería, el autor consideró oportuno hacer breve referencia a la conveniente incorporación de principios filosóficos en los procesos de enseñanza-aprendizaje y ejercicio profesional de la ingeniería de rocas, con el fin de promover un fructífero modelo de pensamiento diferente al que estamos acostumbrados con nuestra formación ingenieril. Con estas premisas en mente, a continuación se comentan varias de las precisiones excelentemente expuestas por Elmo et al. (2022), en las cuales examinan el conocimiento de la ingeniería de rocas a través de un lente filosófico, referencia que motivó aún más al autor a profundizar en el estudio de tan importante tema; la mayor parte de las consideraciones a exponer fueron tomadas de la citada referencia, inclusive varias de ellas en forma textual, con ocasionales ajustes que se consideraron apropiados para su mejor comprensión.

En términos muy sencillos la filosofía aplicada a ingeniería puede ser definida como el estudio de conceptos ingenieriles explicados considerando principios filosóficos. En particular, la ingeniería de rocas busca integrar dos perspectivas de conocimiento aparentemente contrastantes, el conocimiento científico (Epistémico) y el conocimiento práctico (Phronesis). Aristóteles consideraba la "phronesis" como una virtud ética estrechamente vinculada al fin último del bienestar humano; en otras palabras, implica buen juicio y excelencia de carácter y hábitos, y es fundamental para tomar decisiones ajustadas a la ética y a la moral en la vida cotidiana.

La filosofía aplicada a la ingeniería de rocas se origina desde la disposición natural de la mente humana a cuestionar conceptos que no pueden ser explicados por conocimientos empíricos solamente. El razonamiento crítico es clave para la innovación de cualquier disciplina de la ingeniería. Como ingenieros hemos sido entrenados para trabajar con números, pero el diseño en la ingeniería de rocas va más allá de simplemente un problema de "calcular" un factor de seguridad o la probabilidad de falla de una determinada geoestructura. Es importante considerar como los individuos perciben el riesgo, y estar conscientes de la dificultad que significa transmitir mensajes técnicamente complejos a individuos no familiarizados con los conocimientos de los ingenieros de rocas y como han sido adquiridos.

En la publicación "Examining rock engineering knowledge through a philosophical lens", Elmo et al. (2022) se plantearon las siguientes interrogantes:

- ¿Cómo un artículo que presenta un examen del conocimiento de la ingeniería de rocas podría ser de interés para ingenieros que buscan soluciones prácticas a sus problemas de diseño?
- ¿Cuál es el riesgo de introducir la nueva tecnología sin abordar el papel subyacente que desempeñan los factores humanos en los diseños de ingeniería de rocas?
- ¿Estamos creando una ilusión digital de avance tecnológico, impulsado por el conocimiento científico, pero construido sobre la base empírica del conocimiento de la ingeniería?
- ¿Se habrían desarrollado nuestros métodos empíricos de manera diferente si el mismo nivel de tecnología y digitalización que usamos hoy hubiese estado disponible hace 50 años cuando esos métodos empíricos se introdujeron por primera vez?

La respuesta de los autores a la primera pregunta es que el conocimiento fundamenta el criterio, y el buen juicio ayuda a tomar decisiones ingenieriles acertadas; de hecho, sin conocimiento, nuestras decisiones ingenieriles podrían tener implicaciones de seguridad. Las respuestas al resto de las preguntas, respaldadas igualmente por el criterio y juicio ingenieril, fueron ampliamente razonadas y justificadas por los autores y pueden ser consultadas en la citada publicación.

Para demostrar la forma de hacer frente a los problemas en ingeniería de rocas, Elmo et al. (2022) hacen referencia a las siguientes reflexiones expuestas por Fookes (1998):

"Existen algunas condiciones geológicas que son imprevisibles, y cuando se encuentran esas condiciones, habrá inevitablemente algunas variaciones no detectables en la geología las cuales nunca podrán ser completamente investigadas dentro de límites prácticos".

Esta afirmación es una demostración de que el abordaje a los problemas de ingeniería de rocas requiere un modo de pensar capaz de entender la naturaleza y el papel de lo conocido y no conocido, aspectos tratados en el Capítulo IV en el cual se describieron las incertidumbres asociadas al proceso de caracterización de masas rocosas. Sin duda los números son necesarios en los diseños de ingeniería de rocas como por ejemplo para determinar el factor de seguridad para la estabilidad de un talud, sin embargo, debido a la naturaleza de los geomateriales involucrados, el enfoque del diseño se fundamenta en observaciones, experiencia y juicio ingenieril, parámetros muy subjetivos, frecuentemente utilizados para inferir la solución de un problema pobremente definido. Este proceso es denominado por Elmo et al. como la "*cuantificación de evaluaciones cualitativas*". Debido a su origen cualitativo, el enfoque de diseño estará inevitablemente sujeto a sesgos cognitivos.

Se debe estar consciente que por su naturaleza, la ingeniería de rocas no es una disciplina prototipo debido a sus condicionantes de tiempo y escala. La naturaleza filosófica de la ingeniería de rocas es consecuencia de la dicotomía entre las escalas de laboratorio y la de campo, y en la naturaleza no prototípica de los problemas geológicos. Lo expuesto en los diferentes capítulos del presente trabajo revela, como ejemplo, que las propiedades que se determinan en roca intacta en el laboratorio no representan las propiedades de la masa rocosa en el campo, y solo permiten inferir algunas equivalencias en los comportamientos mecánicos; la situación se torna más compleja dado que las incertidumbres se incrementan en la medida que la escala del problema geoingenieril aumenta. El efecto escala, cuando se consideró conveniente, también fue abordado en este trabajo en varios de los capítulos precedentes.

De acuerdo con Elmo et al. (2021, 2022) a pesar del creciente uso de modelos numéricos y el avance de la tecnología de sensores remotos, tratados en este capítulo, el mayor reto que debe ser afrontado por los ingenieros de rocas no es desarrollar nuevas tecnologías, sino encontrar nuevas y mejores vías para interpretar de manera verdaderamente objetiva la vasta cantidad de información que actualmente puede ser recolectada. Sin embargo, para superar este reto se requeriría vencer el escepticismo y la resistencia cognitiva que es muy común en la práctica de la ingeniería.

Considerando que los geocientíficos y geoingenieros forman parte del conjunto de profesionales encargados de producir avances tecnológicos, y dado que la expectativa es que las máquinas gradualmente reemplacen a los humanos en varias tareas técnicas (por ejemplo recolección de datos de campo y caracterización de masas rocosas, Elmo et al. (2022) expresan que es perentoria la aplicación del pensamiento crítico y el cuestionamiento de los fundamentos de las prácticas comúnmente aceptadas; el reto es aceptar que los métodos empíricos están moldeados por sesgos cognitivos. Los autores están convencidos de que un enfoque filosófico y más reflexivo en la ingeniería de rocas, puede ayudar a identificar áreas temáticas que requieren revisiones y eventuales ajustes consecuentes. Disciplinas basadas en experiencia como la ingeniería de rocas, requieren de consideraciones críticas tanto de datos de entrada como de salida, por lo cual se justifica la incorporación de la filosofía, tanto en la etapa de formación académica como en la práctica profesional.

Para finalizar este último Capítulo, es el deseo del autor citar unas palabras de un conocido y admirado Profesor de Ingeniería de Rocas en la Universidad de California-Berkeley, Dr. Richard Goodman (1976):

"Debemos estar conscientes que la mayor parte del volumen de roca de nuestra inmediata preocupación está oculto e inaccesible y, desafortunadamente, lo que sí vemos raramente es representativo de lo que no vemos".

Estas palabras revelan las dificultades inherentes a la práctica de la ingeniería de rocas y justifican la necesidad de estar permanentemente actualizados con el estado del conocimiento, a evaluar en cada caso las incertidumbres y riesgos asociados a la toma de decisiones, y por encima de todo a ejercer nuestra profesión con mucha humildad y honestidad.

Para concluir se desea manifestar que no obstante todas las dificultades y vicisitudes que se afrontan en el ejercicio de esta compleja pero apasionante disciplina, el autor considera fascinante su participación por más de 55 años en actividades profesionales, gremiales, y académicas como docente a nivel de pregrado y de postgrado, en el ámbito de la geoingeniería.

AGRADECIMIENTOS

El autor agradece al Ing. Nelson Rodríguez D. por su participación en la lectura con espíritu crítico de todos los Capítulos que integran el presente trabajo, y por el aporte de valiosas ideas y detalles de gran utilidad para su mejoramiento. Igualmente agradece a la Ing. Josefina Ortas, su colaboración en la revisión crítica, concepción, y organización de textos y gráficos. La invalorable asistencia de ambos profesionales de mi más alta estima y admiración por su extraordinaria capacidad profesional y especiales cualidades personales, ha sido enriquecedora y fundamental para la realización del trabajo. A los Académicos Marianela Lafuente, Carlos Genatios, Franco Urbani, José Luis López, Alfonso Linares y

Sergio Marín, un reconocimiento especial por su motivación y valiosos consejos. De igual manera el autor agradece al Técnico Luis Salas por su participación en todas las etapas de recopilación de información en campo, al Técnico Arquímedes Padrón por la ejecución de ensayos de laboratorio, y a Eduar Guarico por la elaboración de varios de los gráficos incluidos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ajalloeian, M. and Lashkaripour, G. R. (2000). Strength of anisotropies in mudrocks. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. 59 (3) pp.195-199.

Ajalloeian, M. and Lashkaripour, G. R. (2009). A new empirical equation for estimating the modulus of elasticity of rock materials. *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy*. 109(10). pp. 675-684.

American Society for Testing and Materials (ASTM). (2014). Standard test method for determination of rock hardness by rebound hammer method. *Designation: D5873-14*. West Conshohocken.

Aydin, A. (2009). ISRM Suggested method for determination of the Schmidt hammer rebound hardness: *Revised version International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 46. pp. 627-634.

Aydin, A. (2014). ISRM suggested method for determination of the Schmidt Hammer Rebound Hardness: revised version. The ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 2007-2014. Springer, Berlin. pp. 25-33.

Barton, N. and Bar, N. (2015). Introducing the Q-slope method and its intended use within civil and mining engineering projects. *In: Schubert K (ed) Future development of rock mechanics; Proceedings ISRM Regional Symposium EUROCK 2015 and 64th Geomechanics Colloquium, Salzburg*. 7-10. pp. 157-162.

Bieniawski, Z.T. (1989). Engineering rock mass classification systems. A complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. New York, Wiley. XII. 251 p.

Bieniawski, Z.T. (1989). Geomechanics classification. In Z. Bieniawski, Engineering Rock Mass Classification. Pennsylvania, Canada: *John Wiley and Sons. Inc*. 51 p.

Bieniawski, Z.T. (2011). Misconceptions in the applications of rock mass classifications and their corrections. *Seminar on Advanced Geotechnical Characterization for Tunnel Design*. Madrid, Spain. pp. 1-35.

Brown, E.T. (2007). Block caving geomechanics. *Second edition, JKMRC*. Brisbane. 696 p.

Carter, T.G. and Marinos, V. (2014). Use of GSI for rock engineering design. *Proceedings 1st International Conference on Applied Empirical Design Methods in Mining*, Lima-Perú, 9-11th June. pp. 1-19.

Deere, D.U. and Miller, R.P. (1966). Engineering classification and index properties for intact rock. *Air Force Weapons Lab., Techn. Rept. AFWL-TR-65-116, Kirtland A.F.B., New Mex*. 327 p.: pp. 228, 229, 299 and 308.

Donath, F.A. (1963). Strength variation and deformation behaviour of anisotropic rock. Preprints of papers. *International Conference on the State of Stress in the Earth's crust*, Santa Monica. The Rand Corporation Memorandum *RM3583*. 5. pp. 281-297.

Dunn, M.J. (2013). Uncertainty in ground support design and implementation in underground mining. *Ground Support. Y. Potvin and B. Brady (eds). Australian Centre for Geomechanics*. pp. 345-359.

Dunn, MJ. (2019). Quantifying uncertainty in mining geomechanics design. *Mining Geomechanical Risk*. J. Wesselco (ed.). Australian Centre for Geomechanics. pp. 391-402.

Einstein, H.H. and Baecher, G.B. (1982). Probabilistic and statistical methods in engineering geology - Problem statement and introduction to solution. *Rock Mechanics, Suppl. XII*. pp. 47-62.

Einstein, H.H. and Baecher, G.B. (1983). Probabilistic and statistical methods in engineering geology. Specific methods and examples. Part I. Exploration. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 16(1). pp. 39-72. DOI:10.1007/BF01030217

Elmo, D. (2023). The Bologna interpretation of rock bridges. *Geosciences*. pp.1-18. DOI:10.3390/geosciences13020033

Fookes, P.G. (1998). Geology for engineers: The geological model, prediction and performance. *Quaterly of Rock Engineering and Hidrology*. 32. pp. 293-424. Cited by Elmo et al. (2022).

Goodman, R.E. (1976). Methods of geological engineering in discontinuous rocks. *West Publishing Co*. Sta Paul, Minnessota. 472 p.

Goodman, R.E. (1989). Introduction to rock mechanics. *John Wiley and Sons,* New York. Vol. 2. 561 p.

Goodman, R.E. (1995). Block theory and its application. *Geotechnique*. 45(3). pp. 383-423.

Goodman, R.E. and Bray, J.W. (1976). Toppling of rock slopes. In: *Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes,* Boulder, Colorado. Vol. 2. pp. 201-234.

Goodman, R.E. and Shi, G. (1985). Block theory and its application in rock engineering. *Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ*. 338 p.

Hack, R. (1998). Slope stability probability classification; SSPC; 2nd version. *University of Technology Delft; International Institute for Aerospace Survey and Earth Sciences*; ITC, Delft, Enschede, The Netherlands. 258 p. ISBN: 90 6164 154 3.

Hadjigeorgiou, J. and Harrison, J.P. (2011). Uncertainty and sources of error in rock engineering. In: *Proceedings 12th ISRM International Congress on Rock Mechanics*, Harmonising Rock Engineering and the Environment, Q. Qian and X. Zhou (eds), 18-21 October 2011, Beijing, China, CRC Press, Leiden. pp. 2.063-2.067. DOI:10.1201/b11646-393

Han, G., Zhou, Y., Liu, R., Qiongqiong, T., Wan, X. and Song, L. (2021). Influence of surface roughness on shear behaviours of rock joints under constant normal loadas and stiffness boundary conditions. *Research Square*. pp. 1-26.

Hencher, S.R. (2013). Characterizing discontinuities in naturally fractured outcrop analogues and rock core: the need to consider fracture development over geological time. *Geological Society of London, Special Publications*. Vol. 374. pp. 113-123. DOI:10.1144/sp374.15.

Hoek, E. and Bray, J. (1981). Rock Slope Engineering: Civil and Mining (3rd ed.). The Institution of Mining and Metallurgy. 358 p.

Hoek, E. and Brown, E.T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. A.S.C.E., *Journal of the Geotechnical Engineering Division 1980b*. Vol. 106 (GT9). pp. 1013-1035.

Hoek, E. and Brown, E.T. (1980). Underground excavations in rock. *Institution of Mining and Metallurgy,* London. 527 p.

Hoek, E., Carter, T.G. and Diederichs, M.S. (2013). Quantification of the geological strength index chart. In: *Proceedings of the 47th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium,* San Francisco, CA, USA. pp. 23-26.

Hoek, E., Marinos, P. and Benissi, M. (1998). Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses—the case of Athens Schist formation. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 57(2). pp. 151-160.

Hoek, E., Marinos, P. and Marinos, V. (2005). Characterization and engineering properties of tectonically undisturbed but lithologically varied sedimentary rock masses under publication. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 42(2). pp. 277-285.

International Society for Rock Mechanics (ISRM). (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Elsevier*. Vol. 15(6). pp. 319-368.

International Society for Rock Mechanics (ISRM). (1979). Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. (Elsevier). Vol. 16(2). pp. 135-140.

International Society for Rock Mechanics (ISRM). (1981). Rock characterization, testing and monitoring. Working groups. Brown E.T., editor, Pergamon Press. New York. 211 p.

International Society for Rock Mechanics (ISRM). (1981). Suggested method for laboratory determination of direct shear strength, rock characterization testing and monitoring (Brown ET ed.), Pergamon: Oxford, UK.

International Society for Rock Mechanics (ISRM). (1981). Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. *International Society for Rock Mechanics Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests*. pp. 111-116.

International Society for Rock Mechanics (ISRM). (1981). Suggested methods for determining water content, porosity, density, absorption and related properties, and swelling, and slake-durability index properties. *International Journal of Rock mechanics and Mining Sciences*. Vol. 16. pp. 141-156.

Jennings, J.E. (1971). An approach to the stability of rock slopes. In *Proceedings of the 13th Symposium on Rock Mechanics*, Urbana, Illinois.

Khanlari, G., Heidari, M. and Sepahi-Gero, A. (2014). Determination of geotechnical properties of anisotropic rocks using some index tests. *Geotechnical Testing Journal*. Vol. 37. pp. 1-13.

Khanlari, G., Rafiei, B. and Abdilor, Y. (2014). Evaluation of strength anisotropy and failure modes of laminated sandstones. *Arabian Journal Geoscience*. 8. pp. 3089-3102.

Khanlari, G.R., Heidari, M., Sepahigero, A.A. and Fereidooni, D. (2014). Quantification of strength anisotropy of metamorphic rocks of the Hamedan province, Iran, as determined from cylindrical punch, point load and Brazilian tests. *Engineering Geology*. 169. pp. 80-90.

Kiureghian, A.D. and Ditlevsen, O. (2009). Aleatory or epistemic? Does it matter? *Structural Safety, 31*(2). pp. 105-112. DOI:org/10.1016/j.strusafe.2008.06.020.

Krumbein, W.C. and Greybill, F.H. (1965). An introduction to statistical models in geology. McGraw-Hill, Inc. New York. 475 p.

Marinos, P. (2010). New proposed GSI classification charts for weak or complex rock masses. *Proceedings of the 12th International Congress 2010, Patras. XLIII No. 3*. pp. 1248-1258.

Marinos, P. and Hoek, E. (2000). GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength. In: Proceedings *GeoEng 2000*, *International Conference on Geotechnical and Geological Engineering*. Melbourne, Australia, Lancaster, PA: Technomic Publishing Co. pp. 1422-1442.

Marinos, P. and Hoek, E. (2001). Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. Vol. 60(2). pp. 85-92.

Marinos, P. and Hoek, E. (2004). The geological strength index: applications and limitations. *Springer-Verlag*.

Marinos, V., Marinos, P. and Hoek, E. (2005). The geological strength index: applications and limitations. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. 64(1). pp. 55-65. DOI:10.1007/s10064-004-0270-5.

McLamore, R. and Gray, K.E. (1967). The mechanical behaviour of anisotropic sedimentary rocks. *Transactions American Society of Mechanical Engineers*. Series B. Vol. 89. pp. 62–76.

McMahon, B.K. (1985). E.H. Davis Memorial Lecture: geotechnical design in the face of uncertainty, *Australian Geomechanics Journal, Australian Geomechanics Society*. Issue 10. pp. 7-19.

McMahon, B.K. (1985). Geotechnical design in the face of uncertainty, E.H. Davis Memorial Lecture. *Australian Geomechanics Society*. 38 p.

Merritt, A.H. and Baecher, G.B. (1981): Site characterization in rock engineering. *22nd U.S. Symposium on Rock Mechanics*. pp. 49-66.

Miller, R.P. (1965). Engineering classification and index properties for intact rock. Ph.D. Thesis, University of Illinois.

Nasseri, M.H., Rao, K. and Ramamurthy, T. (2003). Anisotropic strength and deformational behaviour of Himalayan schists. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Vol. 40. pp. 3-23.

Nguyen, V.M. (2013). Static and dynamic behaviour of joints in schistose rock: lab testing and numerical simulation. *Publ. Geotechnical Institute*. Ed. H. Konietzky, TU Bergakademie Freiberg, Germany. 181 p.

Palmström, A. (1982). The volumetric joint count - a useful and simple measure of the degree of rock jointing. *Proceedings 4th International Symposium Association of Engineering Geology*. Delhi. 5. pp. 221-228.

Palmström, A. (1995). Characterizing the strength of rock masses for use in design of underground structures. *International Conference on Design and Construction of Underground Structures*. New Delhi, India. 10 p.

Palmström, A. (1995). RMI - A rock mass characterization system for rock engineering purposes. Ph.D thesis, University of Oslo, Norway: Department of Geology. 409 p.

Palmström, A. (2001). Measurement and characterization of rock mass jointing; *In: In-situ Characterization of Rocks; AA Balkema Publishers, Exton*. pp. 49-97.

Palmström, A. (2005). Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). *Tunnelling and Underground Space Technology*. Vol. 20(4). pp. 362-377.

Park, B. and Min, K.B. (2015). Discrete element modeling of transversely isotropic rock applied to foundation and borehole problems, *13rd ISRM Congress*. Vancouver, Canada. pp. 251-258.

Pérez-Díaz, L., Alcalde, J. and Bond, C.E. (2020). Introduction: Handling uncertainty in the geosciences: identification, mitigation and communication. *Solid Earth*. 11. pp. 889-897.

Piteau, D.R. (1973). Characterizing and extrapolating rock joint properties in engineering practice. *Rock Mechanics*. Suppl. 2. pp. 5-31.

Plinninger, R.J. (2002). Klassifizierung und Prognose von Werkzeugverschleiß bei konventionellen Gebirgslösungsverfahren im Festgestein. *Münchner Geol. Hefte, Reihe B, 17 - Angewandte Geologie*, XI. + 146 p. 99 fig., 36 tab., Munich (Hieronymus).

Plinninger, R.J. and Alber, M. (2015). Assessment of intact rock strength in anisotropic rock. Theory, experiences and implications on site investigation. *Eurock 2015 and 64th. Geomechanics Colloquiium. Schuber (ed)*. pp. 297-302.

Potvin, Y., Dight, P. and Wesseloo, J. (2012). Some pitfalls and misuses of rock mass classification systems for mine design. *Journal of the Southern African Institution*. Vol. 112 (8). pp. 697-702.

Priest, S.D. and Hudson, J. (1976). Discontinuity spacing in rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 13(5). pp. 135-48.

Ramamurthy, T. (1993). Engineering behaviour of phyllites. *Engineering Geology*. Vol. 33. pp. 209-225.

Ramamurthy, T. (1993). Strength and modulus response of anisotropic rocks. *In: Hudson JA (ed) Compressive Rock Engineering — Principle, Practice and Project. Pergamon Press*, Oxford. Vol. 1. pp. 313-329.

Randle, C.H., Bond, C.E., Lark, M.L. and Monaghan, A.A. (2019). Uncertainty in geological interpretations: Effectiveness of expert elicitations. *Geosphere*. 15. pp. 108-118.

Riedmuller, G. and Schubert, W. (1999). Critical comments on quantitative rock mass classifications. *Felsbau Journal*. Vol. 17(3). pp. 164-167.

Romana, M. (1985). New adjustment rating for application of the Bieniawski classification to slopes. In: *Proceedings of the International Symposium on the Role of Rock Mechanics in Excavations for Mining and Civil Works,* International Society of Rock Mechanics (ISRM), Zacatecas, Mexico City. pp. 49-68.

Romana, M. (1985). Practice of SMR classification for slope appraisal. *Proceedings 5th International Symposium on Landslides*. Laussane. Balkema, Rotterdam. pp. 1227-1231. Also in*: Comprehensive Rock Engineering*. Editor John Hudson. Imperial College, (1993). Vol. III. Chapter 23.

Romana, M., Tomás, R. and Serón, J.B. (2015). Slope mass rating (SMR) geomechanics classification: thirty years review. In*: ISRM Congress 2015, Proceedings International Symposium on Rock Mechanics*, Quebec, Canada. ISBN: 978-1-926872-25-4. pp. 1-10.

Salcedo, D. (1978). El uso de las proyecciones hemisféricas como técnica de predicción y análisis de problemas relativos a estabilidad de taludes en macizos rocosos. UCV. 78 p.

Salcedo, D. (1983). Deslizamientos según superficies de foliación y teorías de discontinuidades abiertas. XXXIII Convención ASOVAC. *Simposio Neotectónica, Sismicidad y Riesgo geológico en Venezuela y el Caribe. Memorias VIII Seminario de Geotecnia. SVMSIF*. pp. 1-18.

Salcedo, D. (1988). Clasificación para predecir el tipo de remoción en banqueos y excavaciones para obras viales. Boletín *de la Sociedad Venezolana de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones*. No. 56. pp. 5-30.

Salcedo, D. (1990). Aspectos relacionados con la caracterización geoingenieril de rocas metamórficas. *Memorias III Congreso Suramericano de Mecánica de Rocas ISRM*, Caracas. pp. 19-62.

Salcedo, D. (2004a). Clasificación de masas rocosas con fines geotécnicos. *Memorias XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia. Geoinfraestructura*: La Geotecnia en el Desarrollo Nacional. 30 p.

Salcedo, D. (2004b). Considerations about failure mechanics of weathered foliation surfaces. *Proceedings 9th International Symposium on Landslides. Panelist*. Río de Janeiro, Brazil. pp. 897-903.

Salcedo, D. (2014). Caracterización y acondicionamiento del terreno. Biblioteca Popular de Sismología Venezolana. Vivienda segura ante amenazas naturales. Proyecto FONACIT. Fundación Venezolana de Ingeniería Sísmica (FUNVISIS). pp. 1-67.

Salcedo, D. y Ortas, J. (2009). Deslizamientos en zonas de Barrios: Identificación y prevención de riesgos geotécnicos. Ediciones Citeci. 67 p.

Salcedo, D. y Sancio, R. (1989). Guía simplificada para identificación y prevención de problemas geotécnicos en desarrollos urbanos. Publicación especial impresa por Lagoven S.A. 30 p.

Sánchez, S., Fernández-Gutiérrez, J., López, J.D., Sampedro, G. y Gómez, J.A. (2019). Factores de incertidumbre y nuevas herramientas para la predicción de la calidad geomecánica en túneles. XVII Jornada Técnica Anual. Sociedad Española de Mecánica de Rocas. Madrid. pp. 1-28

Saroglou, H., Marinos, P. and Tisambaos, G. (2003). The anisotropic nature of selected metamorphic rocks from Greece. *ISRM 2003-Technology Roadmap for Rock Mechanics. South African Institute of Mining and Metallurgy*. pp. 1019-1023.

Singh, J., Ramamurthy, T. and Venkatappa Rao, G. (1989). Strength anisotropies in rocks. *Indian Geotechnical Journal*. 19(2). pp. 147-166.

Slob, S. (2010). Automated rock mass characterization using 3-D terrestrial laser scanning (Ph.D. thesis). The University of Twente, Netherlands. pp. 301.

Tannert, C., Elvers, H.D. and Jandrig, B. (2007). The ethics of uncertainty. *EMBO Reports*. 8(10). pp. 892-896.

Tapia, A., Contreras, L.F., Jefferies, M., and Steffen, O. (2007). Risk evaluation of slope failure at the Chuquicamata mine. In: Y. Potvin (ed.). *Proceedings of the 2007 International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering*. Australian Centre for Geomechanics. Perth. pp. 477-495.

Tomás, R., Delgado, J. and Serón, J.B. (2007). Modification of slope mass rating (SMR) by continuous functions. *International* Journal *of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 44(7). pp. 1062-1069.

Tomás, R., Delgado, J. and Serón, J.B. (2007). Visual sensibility analysis of slope mass rating (SMR) correction parameters using continuous functions. *Proceedings of the 11th Congress of the International Society for Rock Mechanics*, Lisbon, Portugal.

Ulusay, R. and Hudson, J.A. (2007). The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1997-2006. *International Society for Rock Mechanics, Commission on Testing Methods (ISRM).* Turkish National Group, Ankara, Turkey.

Weaver, J.M. (1975). Geological factors significant in the assessment of rippability. *Transactions of the South* African *Institute of Civil Engineers (S. Afr. Civ. Eng.)*. 17(12). pp. 313-316.

Wilson, C.G., Bond, C.E. and Shipley, T.F. (2019). How can geologic decision-making under uncertainty be improved? *Solid Earth*. 10. pp.1469-1488.

Wyllie, D.C. (1999). An alternative rock mass classification system for rock slopes. Foundation on rock, 2nd edition. *Taylor and Francis*, London. pp. 39.

Wyllie, D.C. and Mah, C.W. (2004). Rock slope engineering: Civil and mining. In*:* Hoek E, and Bray J. (eds) Based on Rock Slope Engineering, 4th edn. Spon Press, London. 431 p.