

Universidad de Valparaíso
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil



**Análisis de Estabilidad de Taludes en Roca Ígnea
mediante la Ley Constitutiva No Lineal del Método
Empírico de Hoek, E. & Brown, E.**

por

Cristián René Santis Benítez

Taller de Título II

Profesor Néstor René Espinoza Guillén

Abril, 2022

*Dedico este Trabajo de Título a mis padres
Juan Domingo, Teresa y Juanita
de quienes siempre he recibido todo el amor, apoyo y ayuda incondicionales.*

*A mi profesor guía don Néstor René Espinoza
por toda su generosidad, sabiduría y guía.*

A Paolita, Karin, Vivi y Jessy por toda su ayuda, amor y preocupación.

A todo el cuerpo docente de mi Escuela de Ingeniería Civil UV.

A mis amigos y compañeros de carrera.

A mi parejo Jorge, por toda su paciencia, compañía y amor.

ÍNDICE GENERAL

1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1.	Aspectos Generales.....	1
1.2.	Planteamiento del Problema.....	1
1.3.	Objetivos	2
1.3.1.	Objetivo General	2
1.3.2.	Objetivos Específicos	2
1.3.3.	Alcances y Limitaciones.....	2
2.	MARCO TEÓRICO	4
2.1.	Roca Tipo de Estudio.....	4
2.1.1.	Rocas Plutónicas.....	4
2.1.2.	Batolito Patagónico	5
2.2.	Descripción de un Macizo Rocoso.....	7
2.2.1.	Roca Intacta	7
2.2.2.	Discontinuidades	8
2.3.	Análisis de Estructuras Geológicas	12
2.3.1.	Clasificación de las Masas de Roca	12
2.4.	Criterios de Falla de la Matriz Rocosa	27
2.4.1.	Parámetros Fundamentales.....	27
2.4.2.	Criterio de Falla de Mohr, O. - Coulomb, C.	30
2.4.3.	Criterio de Falla de Hoek, E. & Brown, E.	35
2.1.	Resistencia a la Compresión Simple y Triaxial.....	50
2.1.1.	Ensayo de Compresión Simple.....	53
2.1.2.	Ensayo de Carga Puntual o de Franklin	55
2.1.3.	Ensayo Triaxial.....	57
3.	ESTADO DEL ARTE	60
3.1.	Diseño de Taludes	60
3.1.1.	Análisis de Esfuerzos mediante Métodos de Equilibrio Límite	60
3.1.2.	Análisis de Esfuerzos mediante Modelamiento Numérico.....	64
4.	METODOLOGÍA EXPERIMENTAL	69
4.1.	Definición de Zona de Estudio	70
4.2.	Identificación y Modelamiento de Casos de estudio.....	71
4.3.	Propiedades de la Matriz Rocosa	74
4.3.1.	Ensayos Triaxiales	74

4.3.2.	Constitutiva de la Roca Intacta	77
4.3.3.	Módulo de Poisson de la Roca Intacta	83
4.4.	Caracterización del Macizo Rocoso.....	83
4.4.1.	RQD Macizo Rocoso.....	83
4.4.2.	Clasificación RMR.....	87
4.4.3.	Clasificación Q Barton.....	88
4.4.4.	Caracterización GSI	89
4.4.5.	Comparación de Metodologías de Clasificación.....	92
4.4.6.	Constitutiva del Macizo Rocoso	94
4.5.	Propiedades de Discontinuidades	98
4.5.1.	Espaciamiento de las Discontinuidades	98
4.5.2.	Persistencia de las Discontinuidades.....	100
4.5.3.	Rigidez normal y corte de las discontinuidades.....	101
4.5.4.	Razón de Esfuerzos Verticales y Horizontales	102
4.5.5.	Ángulo de fricción interno y Cohesión de las discontinuidades.....	103
4.6.	Discretización.....	103
4.7.	Condiciones de Borde.....	103
5.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	105
5.1.	Factor de Seguridad.....	105
5.1.1.	Factor de Reducción de la Resistencia	105
5.2.	Máxima Deformación Unitaria por Corte $\xi_{\text{máx}}$	109
5.3.	Esfuerzos Principales.....	112
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	120
6.1.	Conclusiones y Comentarios	120
6.2.	Recomendaciones	120
7.	REFERENCIAS.....	122
8.	ANEXOS	129

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 - Descripción del espaciado. [24].....	11
Tabla 2.2 - Descripción de la continuidad. [24].....	11
Tabla 2.3 - Índice de Calidad de la Roca. [28].....	14
Tabla 2.4 - Clasificación del número de discontinuidades Jv. [28].....	16
Tabla 2.5 – Tabla para la clasificación del sistema RMR. [30].....	18
Tabla 2.6 - Tabla de significado según tipo de roca para la clasificación del sistema RMR. [30]....	18
Tabla 2.7 – Correlaciones históricas sistemas RMR Bieniawski y Q Barton. [36].....	19
Tabla 2.8 – Clasificación Q de Barton [23]	20
Tabla 2.9 – Continuación de Tabla 2.8. [23]	21
Tabla 2.10 – Estructura básica de tabla GSI. [26]	23
Tabla 2.11 - Cuadro Gráfico simplificado de GSI [26]	24
Tabla 2.12 – Valores para la constante m_i para roca intacta según grupo de rocas [26]	38
Tabla 2.13 – Constantes Elásticas en Roca Intacta [54]	40
Tabla 2.14 – Relación de Módulos MR según tipo de roca, su clase, grupo y textura. [55].....	41
Tabla 2.15 - Guía para estimar el factor de perturbación D. [9]	46
Tabla 2.16 – Clasificación de la roca según su clase y resistencia uniaxial. [24]	57
Tabla 3.1 – Tipos de falla según su forma y definición. [16].....	62
Tabla 3.2: Métodos de modelamiento comunes y sus siglas en inglés. [71].....	65
Tabla 4.1 – Medidas principales estimadas para cada talud.	73
Tabla 4.2 – Propiedades de ensayos triaxiales en la bibliografía de RSDData. [75].....	75
Tabla 4.3 – Parámetros obtenidos de los ensayos triaxiales de RSDData [75].....	82
Tabla 4.4 – Estimación del Módulo de Young de la Roca Intacta.[76]	82
Tabla 4.5 – Módulo de Poisson del Macizo Rocosos A y B.[16]	83
Tabla 4.6 – RQD según cada perfil en el Talud A. [2]	87
Tabla 4.7 – RQD según cada perfil en el Talud B. [2]	87
Tabla 4.8 - Clasificación RMR para perfiles en Talud A. [30]	87
Tabla 4.9 – Clasificación RMR para perfiles en Talud B. [30]	88
Tabla 4.10 – Significado de cada Clase en la clasificación RMR [30].....	88
Tabla 4.11 – Clasificación Q-Barton para los perfiles en Talud A. [89]	89
Tabla 4.12 – Clasificación Q-Barton para los perfiles en Talud B. [89]	89
Tabla 4.13 – Clasificación GSI para perfiles en Talud A-1. [26]	90
Tabla 4.14 – Clasificación GSI para perfiles en Talud B-3. [26]	91
Tabla 4.15 – Resumen Clasificación GSI Talud A y B.[76].....	92

Tabla 4.16 – Comparativa de clasificaciones respecto a RMR [8], [88]	92
Tabla 4.17 – Estimación del Módulo de Young para el Macizo Rocoso. [19].....	93
Tabla 4.18 – Módulo de Poisson del Macizo Rocoso. [16].....	93
Tabla 4.19 – Parámetros que definen a cada macizo rocoso en estudio. [75].....	94
Tabla 4.20 – Espaciamiento promedio de discontinuidades en Talud A y B. [2].....	99
Tabla 4.21 – Rigidez normal y corte de las discontinuidades para GSI = 65 y 66, talud A y B.....	102
Tabla 4.22 – Rigidez normal y corte de las discontinuidades para GSI = 60 taludes A y B.....	102
Tabla 4.23 – Ángulos de fricción interno y cohesión para las discontinuidades.	103
Tabla 4.24 – Geometría de cada talud.....	104
Tabla 5.1 – Esfuerzos Principales Sigma ₁ y Sigma ₃ Perfil A – GSI = 66[10].....	114
Tabla 8.1 – Clasificación RMR perfiles del Talud A.....	129
Tabla 8.2 – Clasificación RMR perfiles del Talud B.....	130
Tabla 8.3 – Clasificación Q-Barton para los perfiles Talud A.	131
Tabla 8.4 – Clasificación Q-Barton para los perfiles Talud B.	135
Tabla 8.5 – Clasificación GSI para perfiles en Talud B-1. [26]	139
Tabla 8.6 – Strength Reduction Factor GSI=60 Perfiles A y B.....	142
Tabla 8.7 – Strength Reduction Factor GSI =66 y GSI =65 Perfiles A y B.....	143
Tabla 8.8 – Máxima Deformación Unitaria por Corte GSI 60 Perfil A y B	144
Tabla 8.9 – Máxima Deformación Unitaria por Corte GSI 66 y 65 - Perfil A y B	145
Tabla 8.10 – Esfuerzos Principales Sigma ₁ y Sigma ₃ Perfil A – GSI = 60	146
Tabla 8.11 – Esfuerzos Principales Sigma ₁ y Sigma ₃ Perfil A – GSI = 66	147
Tabla 8.12 – Esfuerzos Principales Sigma ₁ y Sigma ₃ Perfil B – GSI = 60	148
Tabla 8.13 – Esfuerzos Principales Sigma ₁ y Sigma ₃ Perfil B – GSI = 65	149

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Taludes y discontinuidades [11].	3
Figura 2.1 – Intrusiones Ígneas [13].	5
Figura 2.2 - Batolito Patagónico Norte y Sur. [14]	6
Figura 2.3 - Formación de Batolitos. [3].	7
Figura 2.4 - Bloque diagrama. [9].	10
Figura 2.5 - Estimación del R.Q.D. a partir de testigos de sondeo. [16].	13
Figura 2.6 –Discontinuidades en un sondaje orientado. [9].	13
Figura 2.7 – Ejemplo de Jv volumétrico. Elab. Propia.	15
Figura 2.8 – Ejemplo de obtención de RQD de un testigo de sondaje. [32]	17
Figura 2.9 - Flujo de datos de entrada usando el sistema Hoek, E. y Brown, E. [40]	22
Figura 2.10 - Correlación entre GSI calculado y GSI cartografiado [45]	26
Figura 2.11 – Definición de resistencia al corte de la discontinuidad y corte directo [9]	28
Figura 2.12 - Envolvente de falla de las resistencias peak y residual. [47]	29
Figura 2.13 - Círculo y Envolvente de Falla de Mohr Coulomb. [9]	31
Figura 2.14 - Desplazamiento de corte en un plano inclinado. [9].	31
Figura 2.15 - Efecto de la rugosidad de la discontinuidad [50].	32
Figura 2.16 – Relaciones de Mohr-Coulomb, Patton y Barton según la resistencia al corte [21]	33
Figura 2.17 - Efecto en la fractura y el esfuerzo de corte durante y luego de la falla [21]	34
Figura 2.18 - Relaciones entre los esfuerzos principales según Hoek-Brown y Mohr-Coulomb.[9].	43
Figura 2.19 – Límite del criterio de Hoek&Brown y ejemplo para piedra caliza. [9]	43
Figura 2.20 - Envolvente no lineal de Mohr para macizo de roca fracturada [9].	45
Figura 2.21 - Relaciones para calcular σ_3^{max} para Mohr-Coulomb y Hoek & Brown [9]	45
Figura 2.22: Efectos de escala en la caracterización del macizo rocoso. [9].	49
Figura 2.23: Comportamiento de las rocas a compresión. [16]	51
Figura 2.24: Trayectorias de descargas en ensayos de compresión triaxial. [16].	52
Figura 2.25: Esquema de ensayo de compresión simple. [65].	54
Figura 2.26 - Ensayo de carga puntual. [9].	56
Figura 2.27 - Esquemas del ensayo triaxial. [16].	58
Figura 3.1: Envolvente de falla de Mohr-Coulomb. [9].	61
Figura 3.2: Desplazamiento en condición de falla plana.[9]	62
Figura 3.3: Desplazamiento en condiciones de falla por cuña [9]	63
Figura 3.4: Desplazamiento en condiciones de falla por volcamiento y por bloques. [9]	64
Figura 3.5: Deformación en un elemento finito. [73].	66

Figura 3.6: Comunicación a través de nodos.[73]	67
Figura 3.7 – Interpretación de Strength Reduction Factor (SRF) [10].	68
Figura 4.1 – Flujo de trabajo en el método Hoek, E. & Brown, E. [76]	69
Figura 4.2 – Zona tentativa de estudio y Mapa geológico de la región. [78]	70
Figura 4.3 – Emplazamiento taludes en zona estudio. [79]	71
Figura 4.4 – Casos de estudio. (a) Talud A, (b) Talud B. [79]	71
Figura 4.5 – (a) Talud A. (b) Talud B. [79]	72
Figura 4.6 – Vista isométrica del Talud A – Elaboración propia.	73
Figura 4.7 – Vista isométrica del Talud B – Elaboración propia.	74
Figura 4.8 – Ubicación de origen de granitos de cada ensayo triaxial. [79]	75
Figura 4.9 – Mapa geológico de Australia. Batolito del arco Cretácico, entre 65 y 141 [MA]. [82]...	76
Figura 4.10 – Mapa geológico del estado de Rhode Island. [83]	77
Figura 4.11 – Gráfica de Esfuerzos Principales y la Curva de Ajuste de la Roca Intacta [75]	78
Figura 4.12 – Gráfica de Esfuerzos Normal/Corte y curva de falla de Mohr Roca Intacta [75]	79
Figura 4.13 – Curva de comportamiento de Hoek & Brown y ajuste Mohr-Coulomb [75]	79
Figura 4.14 - Gráfica de los Esfuerzos Principales y Curva de Ajuste triaxial [75]	80
Figura 4.15 – Gráfica de Esfuerzos Normal/Corte y envolventes de falla de Mohr Talud B [75]	81
Figura 4.16 – Curva de comportamiento de Hoek & Brown y ajuste Mohr-Coulomb Talud B [75] .	81
Figura 4.17 – Ejemplo de principales discontinuidades en la pared de un talud	84
Figura 4.18 – Perfiles de principales discontinuidades en el Talud A – Elab.propia.	85
Figura 4.19 – Perfiles de principales discontinuidades en el Talud B – Fuente: Elab.propia.	86
Figura 4.20 – Curva de Hoek&Brown del Macizo Rocosó respecto a los esfuerzos principales.	95
Figura 4.21 – Curva de Hoek&Brown del Macizo Rocosó c/r al esfuerzo de corte y normal	96
Figura 4.22 – Curva de Hoek&Brown del Macizo Rocosó c/r a esfuerzos principales[10], [84]	97
Figura 4.23 – Curva de Hoek&Brown del Macizo Rocosó c/r a esfuerzos de corte y normal [84] ...	98
Figura 4.24 – Distribución de persistencia de discontinuidad tipo y sus largos – [10]	100
Figura 4.25 – Función de densidad de probabilidad normal [91], [92]	101
Figura 4.26 – Perfiles geométricos de cada Talud en estudio.	104
Figura 5.1– Strength Reduction Factor GSI=60 Perfiles A-1 y B-1 [10].	106
Figura 5.2 – Strength Reduction Factor GSI =66 y GSI =65 Perfiles A-1 y B-1 [10]	107
Figura 5.3 – Factor de Seguridad Talud A GSI 60-66	108
Figura 5.4 – Factor de Seguridad Talud B GSI 60-66	108
Figura 5.5 – Máxima Deformación Unitaria por Corte GSI 60 Perfil A1 y B1 [10].	109
Figura 5.6 - Máxima Deformación Unitaria por Corte GSI 66 y 65 - Perfil A y B[10]	110

Figura 5.7 – Máxima deformación por corte Talud A.....	111
Figura 5.8 – Máxima deformación por corte Talud B.....	111
Figura 5.9 - Esfuerzos Principales σ_1 y σ_3 Perfil A – GSI = 60[10].....	112
Figura 5.10 – Esfuerzos principales Talud A GSI 60.....	113
Figura 5.11 - Esfuerzos Principales σ_1 y σ_3 Perfil A – GSI = 66[10].....	114
Figura 5.12 – Esfuerzos principales Talud A GSI 66[10].....	115
Figura 5.13 - Esfuerzos Principales σ_1 y σ_3 Perfil B – GSI = 60.....	116
Figura 5.14 – Esfuerzos principales Talud B GSI 60.....	117
Figura 5.15 – Esfuerzos Principales σ_1 y σ_3 Perfil B – GSI = 65[10].....	118
Figura 5.16 – Esfuerzos principales Talud B GSI 65.....	119

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Aspectos Generales

Se denomina talud a aquella excavación realizada en suelo o roca que consta de una pared con cierto nivel de inclinación y altura, la cual puede ser natural o construida de manera artificial. En la ingeniería de caminos, durante el desarrollo y avance de los proyectos viales suelen construirse taludes en roca, donde al momento de diseñar el talud se debe realizar un análisis detallado de estabilidad previo a su construcción, seguido de un monitoreo constante y periódico, bajo la seguridad y la permanencia en la vida útil, para así prever medidas de mitigación y disminución de posibles colapsos, los cuáles podrían poner en riesgo vidas humanas y provocar costosos daños a la propiedad pública y privada [1].

La ciencia de la mecánica de rocas y las distintas disciplinas involucradas en el diseño, construcción y monitoreo de estas obras viales han desarrollado un importante conocimiento al mejoramiento y optimización de herramientas para mitigar la problemática al momento de enfrentar un problema de estabilidad de taludes. Existen distintos sistemas en lo que respecta a la clasificación del macizo rocoso, uno de ellos es el parámetro RQD (Rock Quality Designation) [2], el cual se define como el porcentaje de recuperación de testigos de más de 10 cm de longitud en su eje sin tener en cuenta las roturas frescas del proceso de perforación respecto de la longitud total del sondeo. La clasificación del macizo rocoso y el porcentaje recuperado describe la calidad de la roca o del macizo rocoso intacto. Valores de RQD bajo el 25% describe una roca de muy mala calidad y porcentajes entre 90 y 100% de recuperación muestran una roca de muy buena calidad.

1.2. Planteamiento del Problema

El presente estudio busca analizar el comportamiento de taludes en roca ígnea plutónica, batolito patagónico, específicamente en la segunda mitad de la carretera austral en la zona sur de Chile, usando modelos no lineales. El batolito patagónico se encuentra a lo largo de los Andes australes de Chile entre las latitudes 40° y 56° S, donde se presenta como un cordón continuo nort-sur en casi toda su extensión, cambiando a este-oeste en su parte más austral [3] [4] [5].

Este tipo de granito es analizado bajo la ley constitutiva no lineal de Hoek, E. & Brown, E. [6] [7]. Este criterio generalizado incorpora para la determinación empírica de la resistencia límite de un macizo rocoso la estimación de factores de resistencia mediante ensayos de laboratorio y condiciones geológicas y litológicas in situ [8], permitiendo estimar la resistencia de un macizo rocoso a partir de la caracterización de la roca intacta a través de una función no lineal que se aproxima al criterio de rotura lineal de Mohr-Coulomb, cuya envolvente de falla queda definida por parámetros dependientes del tipo de roca y factores de perturbación del macizo rocoso [7] que evalúa daño en la roca debido a tronaduras o relajación de esfuerzos [9].

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

El objetivo general del presente trabajo es el estudiar la estabilidad de taludes de roca ígnea mediante la aplicación de las clasificaciones de rocas y su incorporación en el modelamiento bidimensional para el análisis de desplazamiento y deformabilidad de las estructuras analizadas.

1.3.2. Objetivos Específicos

Los objetivos específicos del presente trabajo son

- 1) el estudio del marco geológico de la zona de estudio, en la región de Aysén.
- 2) la identificación de las principales variables que contempla el diseño de taludes en roca
- 3) la influencia de parámetros propios del tipo de roca en la estabilidad del talud
- 4) la identificación de los posibles tipos de falla y constatar el efecto de las estructuras geológicas en la estabilidad de un talud
- 5) la comprensión de las ventajas del uso de herramientas de modelamiento con métodos no lineales y en base a la clasificación de la roca utilizados, por ejemplo, en un análisis de estabilidad de taludes en la zona sur de Chile.

1.3.3. Alcances y Limitaciones

Se debe precisar ciertos alcances y limitaciones:

- 1) trabajar con modelos bidimensionales para la optimización de los tiempos de cálculo y estimación de variación de parámetros según el tipo de roca.
- 2) se asumen como válidos y correctos los parámetros de caracterización de macizos rocosos obtenidos en laboratorio entre los que se encuentran la resistencia a compresión uniaxial, cohesión de la roca, densidad y ángulo de fricción interna, rescatados a través de la base de datos del programa RocData [10] y de la literatura.
- 3) los modelos analizados podrían ser técnicamente aplicables en la etapa de prefactibilidad de proyectos viales como, por ejemplo, la expansión de la ruta 7, ya que la prospección visual y la recopilación de información geológica de familias de discontinuidades importantes pueden ser obtenida de manera sencilla y rápida, aplicando metodologías que supongan también condiciones de daño en taludes por trabajos de maquinaria y/o detonación de explosivos, además de contar con ensayos de laboratorio debidamente realizados se podría prevenir algún posible comportamiento de la roca en taludes proyectados en esta unidad geológica de batolito patagónico en la carretera austral, como lo muestra la Figura 1.1.



Figura 1.1 – Taludes y discontinuidades [11].

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Roca Tipo de Estudio

2.1.1. Rocas Plutónicas

Las rocas plutónicas o rocas intrusivas son las que se forman a partir de un enfriamiento lento, a gran profundidad y en grandes masas del magma. Son uno de los dos tipos en que se clasifican las rocas ígneas en función de su origen. Se oponen así a las rocas volcánicas o extrusivas, que se forman al solidificarse el magma (lava) que emerge a la superficie de la corteza terrestre, entrando en contacto abrupto con la atmósfera o cuerpos de agua [5].

Se llama plutones a los afloramientos de este tipo de roca, como por ejemplo los batolitos, los lacolitos, los sills y los diques. Estos afloramientos muchas veces son visibles producto de la erosión que ha retirado otras rocas que los cubrían previamente.

En términos cuantitativos, las rocas plutónicas son las más abundantes. Dominan abrumadoramente la composición de la Tierra, estando constituido por ellas la totalidad del manto terrestre y la mayor parte del volumen de la corteza. El resto de las rocas forma solo un recubrimiento en la corteza superficial (rocas ígneas volcánicas, rocas sedimentarias y rocas metamórficas) o, en el caso de las rocas filonianas, diques y vetas entre las otras rocas de volumen relativamente pequeño [5], [12].

Las rocas plutónicas, y en general las ígneas, son las rocas primarias, a partir de cuyos materiales evolucionan las demás. Constituyen la masa de los planetas telúricos (rocosos), no solo la Tierra, formada por el enfriamiento y cristalización, tras su fusión, de los materiales silicatados con que se componen los planetas durante su acreción. También tienen presencia, por idénticas causas y mecanismos, en el núcleo de planetas gigantes, en muchos de los satélites de éstos, o en los asteroides sólidos más grandes [5].

Durante su formación, el enfriamiento es muy lento permitiendo así el crecimiento de grandes cristales de minerales puros y resultando una textura heterogénea, granulosa a simple vista. El granito, el gabro, la sienita, la diorita, la peridotita y la tonalita son ejemplos de rocas plutónicas. En la Figura 2.1 se puede apreciar los tipos de intrusiones ígneas según su génesis [4].

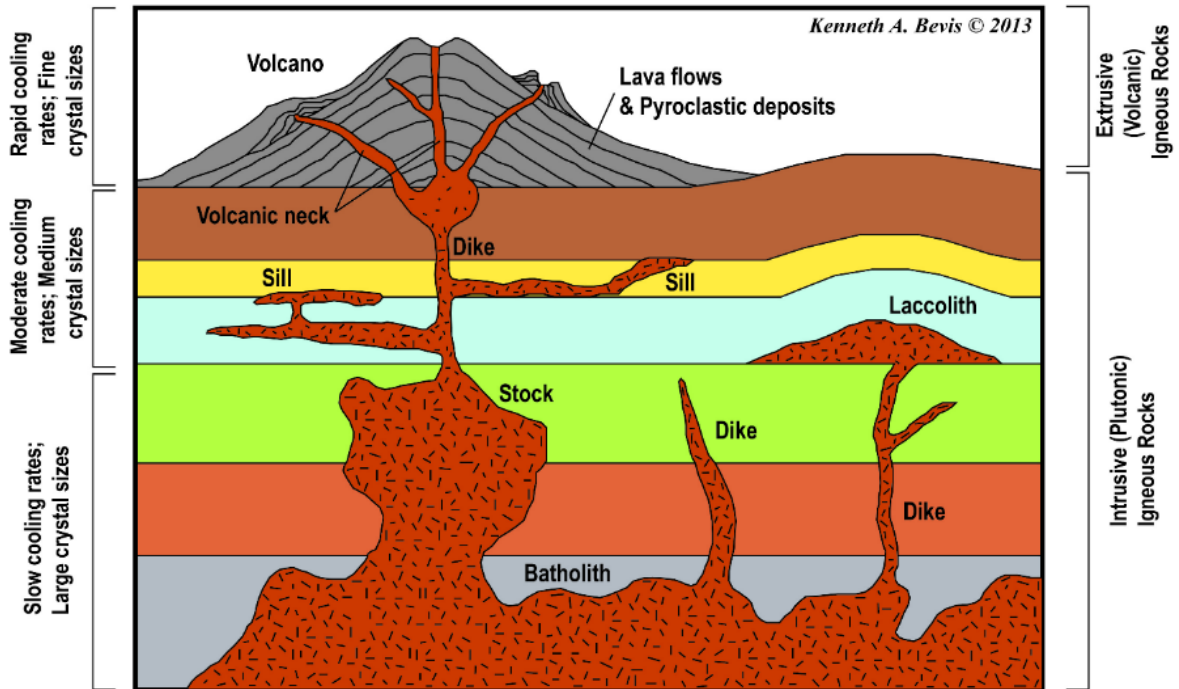


Figura 2.1 – Intrusiones Ígneas [13].

2.1.2. Batolito Patagónico

Para la formación del batolito patagónico, tanto el nor patagónico como el sur patagónico, mostrados en la Figura 2.2, Godoy, V. [3] propone un modelo denominado inflación magmática. Esto se basa en varios supuestos que permitirían explicar las relaciones entre litología, edad y características isotópicas de las rocas estudiadas del batolito. La inflación magmática consiste en que los pulsos magmáticos se emplazan principalmente en el eje del batolito, generando una aislación física entre los plutones más jóvenes y las paredes radiogénicas.

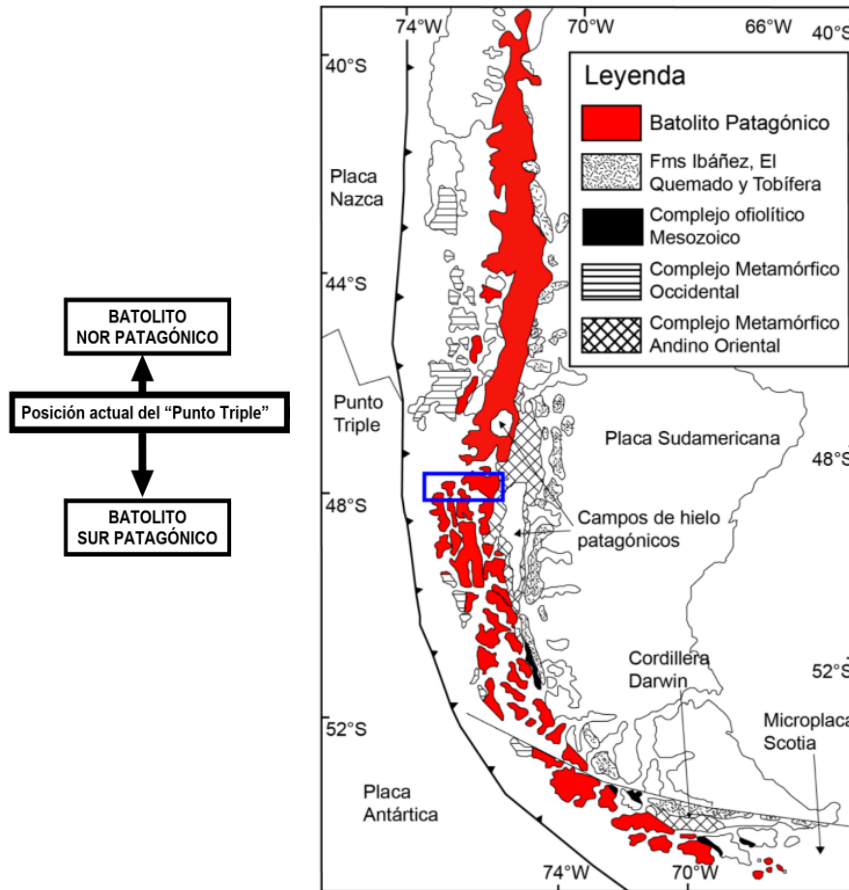


Figura 2.2 - Batolito Patagónico Norte y Sur. [14]

En cambio, Hervé, F. [14] propone que los cambios de la composición del magma en el tiempo es el resultado de cambios episódicos en las condiciones tectónicas y parámetros de la subducción, que terminarían influyendo directamente en la tasa de generación de magma. Esto constituiría un factor crucial para la capacidad de formar grandes cámaras magmáticas donde se desarrollaría una homogenización isotópica de los magmas provenientes del manto y de la corteza continental. Por tanto, se puede inferir que la explicación para la distribución del magmatismo y las relaciones en el espacio-tiempo de los plutones observados en superficie, no estarían vinculados a la evolución de una única fuente magmática, sino más bien correspondería a una interacción simultánea entre alzamiento, erosión y pulsos magmáticos episódicos.

Los batolitos en general se forman por granitos y en menor frecuencia por dioritas. Se encuentran con mayor naturaleza en los bordes de placa convergente situados durante la formación de montañas, como se observa en la Figura 2.2.

En batolitos producto de la superposición o amalgamamiento de varios plutones que conformen yacimientos plutónicos más grandes, su superficie puede ser superior a los 100 km². Estas rocas presentan un contacto desentonado con rocas encajantes, sin embargo, en ocasiones sus límites concuerdan. La evolución de los batolitos hablando geológicamente es compleja y en su mayoría son resultantes de varias intrusiones, es decir, se producen por intrusiones voluminosas y repetidas de magma en la misma área [14].

Suponiendo que los cuerpos plutónicos del batolito surpatagónico corresponden a las raíces del arco volcánico antiguo, se sugiere que el ancho del arco Cretácico tendría como mínimo un ancho de 150 km como se ilustra en la Figura 2.3.

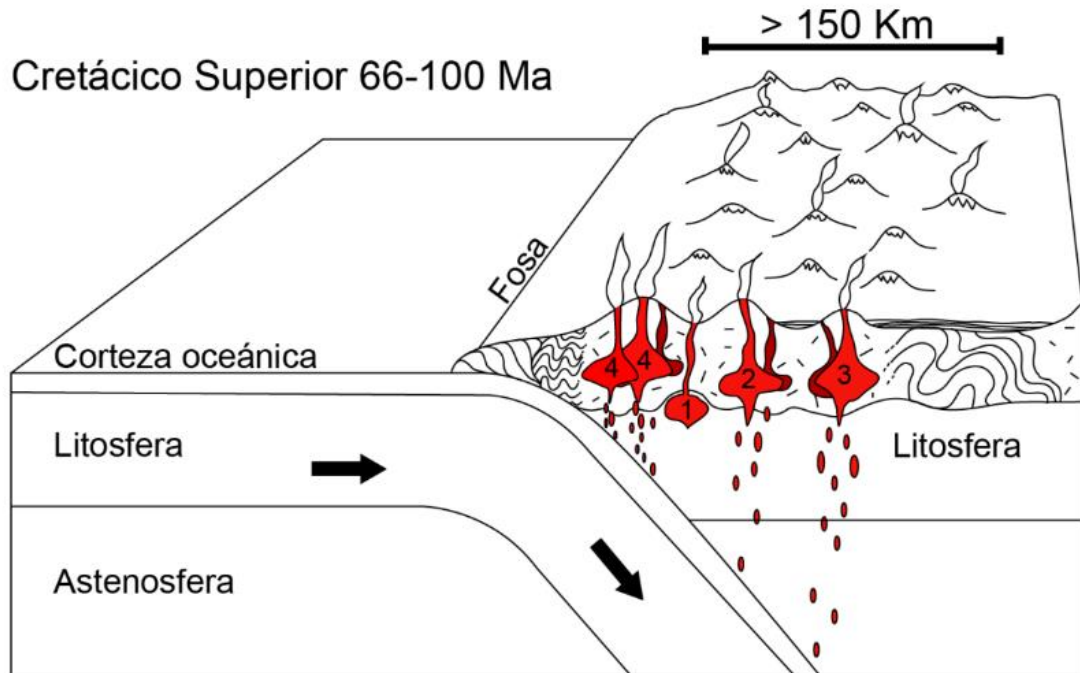


Figura 2.3 - Formación de Batolitos. [3].

2.2. Descripción de un Macizo Rocoso

El término macizo rocoso hace referencia a la relación entre la matriz de roca y las discontinuidades u otras estructuras geológicas presentes en ella. La obtención e interpretación correcta de la información geotécnica que permita la clasificación y caracterización del macizo rocoso es esencial para el diseño de taludes, sobre todo en la etapa de prefactibilidad de diseño [15]. El papel de la geomecánica es fundamental al momento de investigar la estabilidad de trabajos realizados en roca, tanto en el área de la ingeniería civil como en la minería, debido a la influencia de las propiedades mecánicas del material en una condición perturbada de equilibrio natural [16].

Las componentes básicas de un macizo rocoso, tales como roca intacta y las discontinuidades, son detalladas a continuación.

2.2.1. Roca Intacta

El término *roca intacta* hace referencia al material rocoso sin discontinuidades con determinada textura, composición y mineralogía que se presenta en forma de bloque o fragmentos. A partir de su composición mineral se obtienen propiedades que permiten describir el comportamiento mecánico del macizo rocoso frente a cargas y deformaciones. Mediante ensayos de laboratorio realizados en testigos de roca intacta es posible el modelamiento de curvas *esfuerzo-*

deformación siendo uno de los métodos que permite determinar la resistencia a la compresión uniaxial (UCS), la deformabilidad a través de la estimación del módulo de elasticidad, además del comportamiento residual después de superar la resistencia peak [17].

Cabe señalar que el concepto de roca intacta obedece a volúmenes de roca en proporción mucho menor con respecto al macizo rocoso; a medida que la escala asciende, la calidad de las propiedades mecánicas varía según la influencia de las estructuras geológicas y los cambios en la litografía, siendo generalmente menor que la roca intacta, fenómeno que se conoce como efecto escala [1].

2.2.2. Discontinuidades

Se denomina *discontinuidad* a la variedad de estructuras geológicas, definidas por un plano de debilidad de diversa magnitud, que altera la uniformidad del material rocoso, pudiendo favorecer el desplazamiento entre bloques. Esta denominación abarca un amplio rango de tamaños, desde pequeñas fracturas hasta fallas geológicas de gran envergadura [1], [18], [19].

Las discontinuidades se presentan agrupadas en familias que se caracterizan por sus valores medios representativos de orientación y características físicas de resistencia. La presencia de varias familias de discontinuidades con diferente orientación define el grado de fracturación del macizo rocoso, la forma y el tamaño de los bloques de roca.

2.2.2.1. Tipos de Discontinuidades

Una discontinuidad puede ser cualquier plano de separación en el macizo rocoso, pudiendo ser de origen sedimentario, como las superficies de estratificación o de laminación, diagenético o tectónico, como las diaclasas o fallas. Se pueden clasificar en sistemáticas, cuando aparecen en familias y singulares, cuando aparece un único plano que atraviesa al macizo rocoso [20], [21].

Las *diaclasas* o juntas son los planos de discontinuidades que con más frecuencia se encuentran en los macizos rocosos y corresponden a superficies de fracturación o rotura en la roca en las cuáles no ha habido desplazamiento o ha sido muy pequeño. Afectan a todo tipo de rocas. Según su origen se puede distinguir en diaclasas de origen tectónico asociadas a plegamientos o fallas, diaclasas en roca ígnea formadas por contracción durante o después del emplazamiento del cuerpo ígneo y diaclasas de relajación de esfuerzos debido a una reducción de la sobrecarga litostática [1].

Los *planos de estratificación* son las superficies que limitan el tamaño de los bloques en el macizo rocoso. Se trata de discontinuidades sistemáticas con una continuidad elevada y cuyo espaciado oscila generalmente entre pocos centímetros a varios metros [1].

Las *superficies de laminación* son discontinuidades sistemáticas que aparecen en las rocas sedimentarias, correspondiendo a los planos que limitan las láminas o los niveles megascópicos más pequeños. Adquieren mayor importancia en las rocas de grano fino y se caracterizan por un espaciado muy reducido, de origen milimétrico o centimétrico [22].

Los *planos de esquistosidad* de origen tectónico aparecen en rocas que han sufrido deformaciones importantes, disponiéndose perpendicularmente a la dirección de compresión del máximo acortamiento. Estas discontinuidades se desarrollan mejor cuanto más pequeño es el grano de la roca, presentan alta frecuencia y espaciado milimétrico [22].

Las *superficies de contacto litológico* son planos singulares de separación entre diferentes litologías de un macizo rocoso. En el caso de rocas sedimentarias tienen menor significancia con

respecto al comportamiento del macizo en su conjunto, incluyéndose en las superficies de estratificación. Sin embargo, en las rocas *ígneas* sí tienen gran importancia, sobre todo en el caso de diques.

Las *fallas* son discontinuidades singulares que corresponden a planos de rotura o fracturación con un desplazamiento relativo entre los bloques. La extensión de las fallas puede variar entre algunos metros y cientos de kilómetros. Puede asociarse a ellas zonas de debilidad denominadas “zonas de falla” o brechas, donde en ocasiones no se puede distinguir un plano neto de rotura.

2.2.2.2. Características de las Discontinuidades

La *orientación* de una discontinuidad en el espacio queda definida por su buzamiento y su dirección de buzamiento (rumbo y manteo). La orientación de una discontinuidad en el espacio queda definida por su dirección de buzamiento, es decir, la dirección de la línea de máxima pendiente del plano de discontinuidad respecto al norte, y por su buzamiento, es decir, la inclinación respecto a la horizontal de dicha línea. Su medida se realiza mediante la brújula, con clinómetro o con el diaclasímetro [21], [23].

La dirección de buzamiento se mide siguiendo la dirección de las agujas del reloj desde el norte y varía entre 0° y 360°. El buzamiento se mide mediante el clinómetro con valores entre 0° en la capa horizontal y 90° en la capa vertical [9].

La determinación de la orientación media de cada familia de discontinuidades se establece a partir de valores estadísticos representativos. La representación gráfica de las discontinuidades o de su orientación permiten una visión más general de la geometría de los macizos rocosos. Los bloques diagrama representan tridimensionalmente la distribución de los planos de falla y se puede visualizar de una forma sencilla la orientación de la fracturación respecto a una obra o estructura, como lo muestra la Figura 2.4. La orientación en general no puede determinarse en sondajes, siendo necesaria técnicas especiales, utilizadas de forma muy ocasional [9].

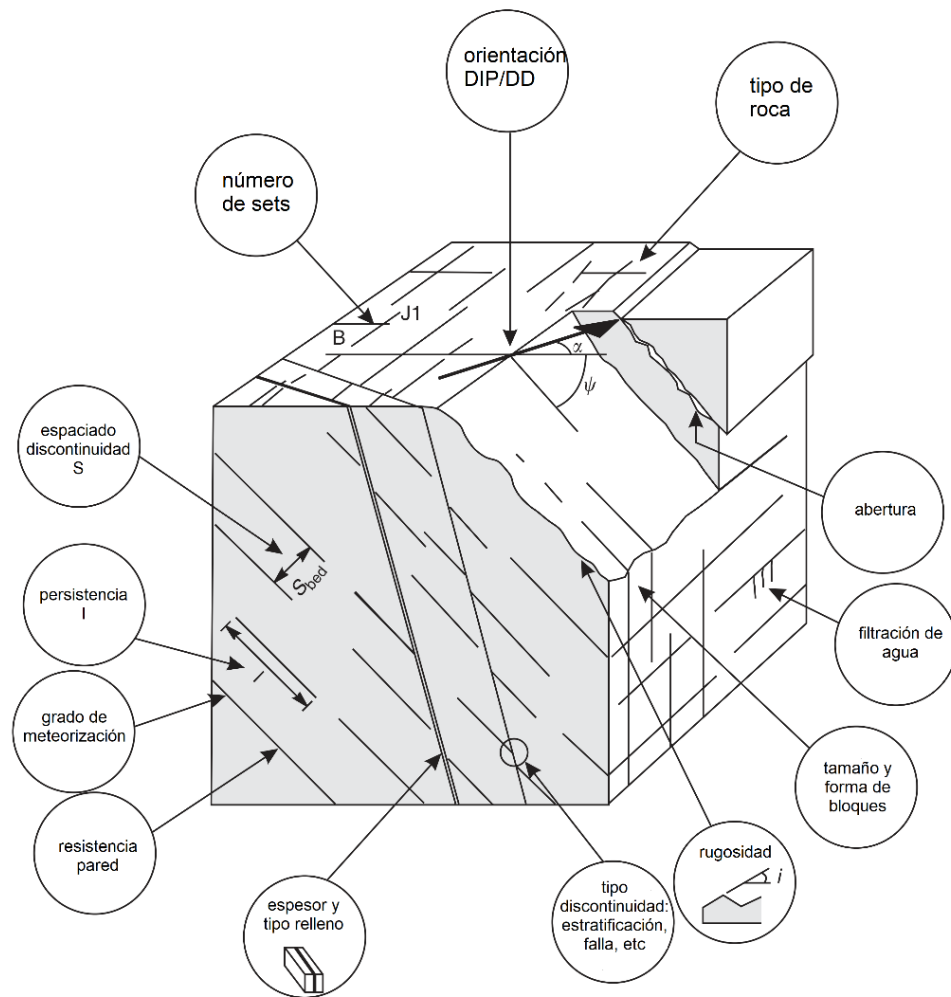


Figura 2.4 - Representación de una familia de discontinuidades mediante un bloque diagrama. [9].

El *espaciamiento* es la distancia media perpendicular entre los planos de discontinuidad de una misma familia, influyendo en el comportamiento global del macizo rocoso y definiendo el tamaño de los bloques de matriz rocosa que conforman las diferentes familias. Si el espaciamiento es pequeño, la resistencia del macizo rocoso disminuye de forma considerable, pudiendo incluso llegar a comportarse como material granular sin cohesión. El espaciado de las discontinuidades se resume según su descripción en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 - Descripción del espaciado. [24]

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

La *continuidad* es la extensión del plano de discontinuidad. Define en gran parte si la matriz rocosa va a estar o no involucrada en los procesos de rotura y en qué grado condiciona los parámetros de resistencia global del macizo [10]. Se puede presentar mediante esquemas o diagramas.

Tabla 2.2 - Descripción de la continuidad. [24]

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

La *rugosidad* de un plano de discontinuidad determina la resistencia al corte. A mayor rugosidad, mayor es su resistencia. La presencia de irregularidades dificulta el movimiento durante los procesos de desplazamiento tangenciales por corte a favor de las discontinuidades. Las rugosidades y ondulaciones en los planos pueden controlar las posibles direcciones de desplazamiento y definen la resistencia al corte para las distintas direcciones. La resistencia puede variar según la dirección de movimiento coincida con la de las rugosidades o sea transversal a ella.

El ángulo de fricción de una superficie rugosa contiene dos componentes:

- el ángulo de fricción del material ϕ y
- el efecto de trabazón producido por las irregularidades (aspereza) de la superficie de discontinuidad i .

2.3. Análisis de Estructuras Geológicas

2.3.1. Clasificación de las Masas de Roca

Una de las principales deficiencias de las pruebas de laboratorio de muestras de rocas es que son de tamaño limitado y, por lo tanto, representan una parte muy pequeña y altamente selectiva del macizo rocoso de donde fueron extraídas. En un proyecto de ingeniería típico, las muestras analizadas en el laboratorio representan solo una fracción muy pequeña del uno por ciento del volumen de la masa rocosa. Además, dado que solo se analizan las que sobreviven al proceso de recolección y preparación, los resultados de estas pruebas representan un conjunto muy sesgado. Entonces, ¿cómo se pueden utilizar estos resultados para estimar las propiedades del macizo rocoso in situ?

Una de las clasificaciones de macizos rocosos más utilizadas son el RQD de Deer [2], RMR de Bieniawski [25], Q de Barton [21] y GSI de Hoek & Brown [26]. Algunos de estos métodos incorporan parámetros geológicos, geométricos y de diseño de ingeniería para llegar a un valor cuantitativo de la calidad de su masa rocosa. Las similitudes entre RMR y Q se derivan del uso de parámetros idénticos o muy similares en el cálculo de la calificación final de calidad del macizo rocoso. Las diferencias entre los sistemas radican en las diferentes ponderaciones otorgadas a parámetros similares y en el uso de distintos parámetros en uno u otro esquema. Por otra parte, el sistema de clasificación GSI respeta en gran medida las limitaciones geológicas que ocurren en la naturaleza y se reflejan en la información geológica.

2.3.1.1. Parámetro RQD

Para ir dando respuesta a las dificultades planteadas por las clasificaciones primitivas utilizadas para estimar entibaciones de túneles, fueron surgiendo otras clasificaciones, como la de Deere, que en 1967 propuso un sistema de diseño de sostenimientos basado en el *Rock Quality Designation RQD* [27]. Este parámetro se obtiene a partir del porcentaje de trozos de testigo mayores de 10 [cm] recuperado en un sondeo, tal como muestra la Figura 2.5 y permite estimar el grado de fracturación del macizo rocoso, mostrado en la ecuación (1):

$$R.Q.D = \frac{\sum \text{testigos} \geq 10[\text{cm}]}{\text{longitud del taladro}} 100\% \quad (1)$$

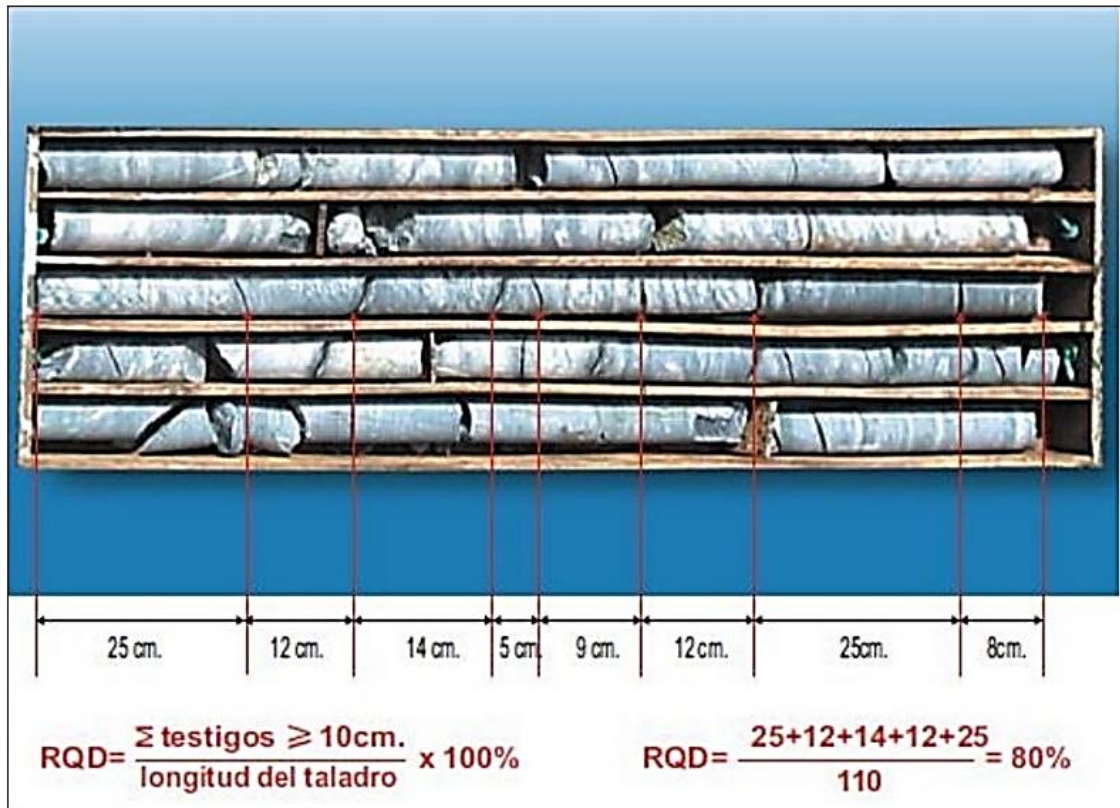


Figura 2.5 - Estimación del R.Q.D. a partir de testigos de sondeo. [16]

El RQD debe estimarse cuidadosamente, ya que su valor depende no sólo de la fracturación del macizo rocoso sino también de otros factores, como la técnica del sondaje, su dirección, diámetro, entre otros, como lo muestra la Figura 2.6. Este es un parámetro direccionalmente dependiente y su valor puede cambiar significativamente, dependiendo de la orientación del pozo. El uso del recuento de articulaciones volumétricas puede ser muy útil para reducir esta dependencia direccional [27].

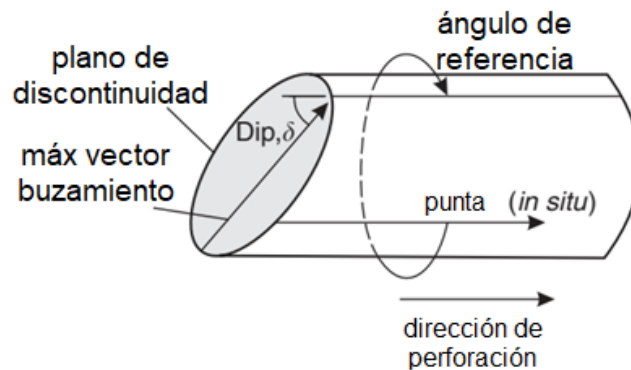


Figura 2.6 –Discontinuidades en un sondaje orientado. [9]

El RQD está destinado a representar la calidad del macizo rocoso in situ. Cuando se utiliza un núcleo de perforación de diamante, se debe tener cuidado para garantizar que las fracturas, que hayan sido causadas por la manipulación o el proceso de perforación, se identifiquen e ignoren al determinar el valor de RQD [27].

El uso más importante de RQD es como un componente de las clasificaciones de masas rocosas RMR y Q

Obtenido el porcentaje de calidad del testigo, la Tabla 2.3 indica la calidad de la roca y su descripción:

Tabla 2.3 - Índice de Calidad de la Roca. [28]

Índice de Calidad de la Roca RQD [%]	Descripción de la Calidad de la Roca
0 – 25 %	MUY MALA
25 – 50 %	MALA
50 – 75 %	REGULAR
75 – 90 %	BUENA
90 – 100 %	EXCELENTE

Cabe mencionar la diferencia entre un porcentaje de RQD y un porcentaje de recuperación. Cuando se menciona un porcentaje de RQD es el porcentaje del testigo en el que se consideran trozos de mayor tamaño que 10 centímetros para su clasificación, en cambio el porcentaje de recuperación solamente sirve para evaluar la calidad del ensayo o la calidad del trabajo de la cuadrilla quien realiza el sondaje.

Los autores Priest, S. y Hudson, J. [29] postularon una estimación razonable del RQD a través de la medición de las discontinuidades hecha en un núcleo perforación o en un afloramiento expuesto como lo muestra la ecuación (2):

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda}(0.1\lambda + 1) \quad (2)$$

Donde λ es el número promedio de discontinuidades por metro, de donde se puede inferir el espaciamiento promedio S en metros, como se muestra en la ecuación (3):

$$S = \frac{1}{\lambda} \quad (3)$$

En algunos casos se puede utilizar métodos indirectos como la siguiente relación de Palmstrom, A. [28], aunque su precisión no es superior a la que puede proporcionar una mera estimación visual [30]. La estimación del investigador en 1982 se expresa por la ecuación (4):

$$R.Q.D = 115 - 3.3J_v \quad (4)$$

$$J_v = \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{S_i} \right) + \left(\frac{N_r}{5\sqrt{A}} \right) \quad (7)$$

donde

N_r corresponde al número de discontinuidades aleatorias en el área de estudio, y

A el área de estudio.

El número de discontinuidades aleatorias puede ser determinado aproximadamente en el terreno mediante observaciones detalladas pues también se trata de una estimación aleatoria.

Cuando se utiliza la relación de Palmström, A. para el mapeo de exposición, las fracturas inducidas por explosiones no deben incluirse al estimar J_v .

Si J_v puede ser determinado mediante un levantamiento directo de discontinuidades en terreno, la Tabla 2.4 permite clasificar este parámetro.

Tabla 2.4 - Clasificación del número de discontinuidades J_v . [28]

Clasificación del número de discontinuidades, J_v		
Número de discont. en terreno	Grado de fracturamiento	J_v
2	Muy bajo	< 1.0
3	Bajo	1 – 3
4	Moderado	3 – 10
5	Alto	10 – 30
6	Muy alto	30 – 60
7	Triturado	> 60

A modo de ejemplo se observa un testigo y su obtención de RQD en la Figura 2.8.

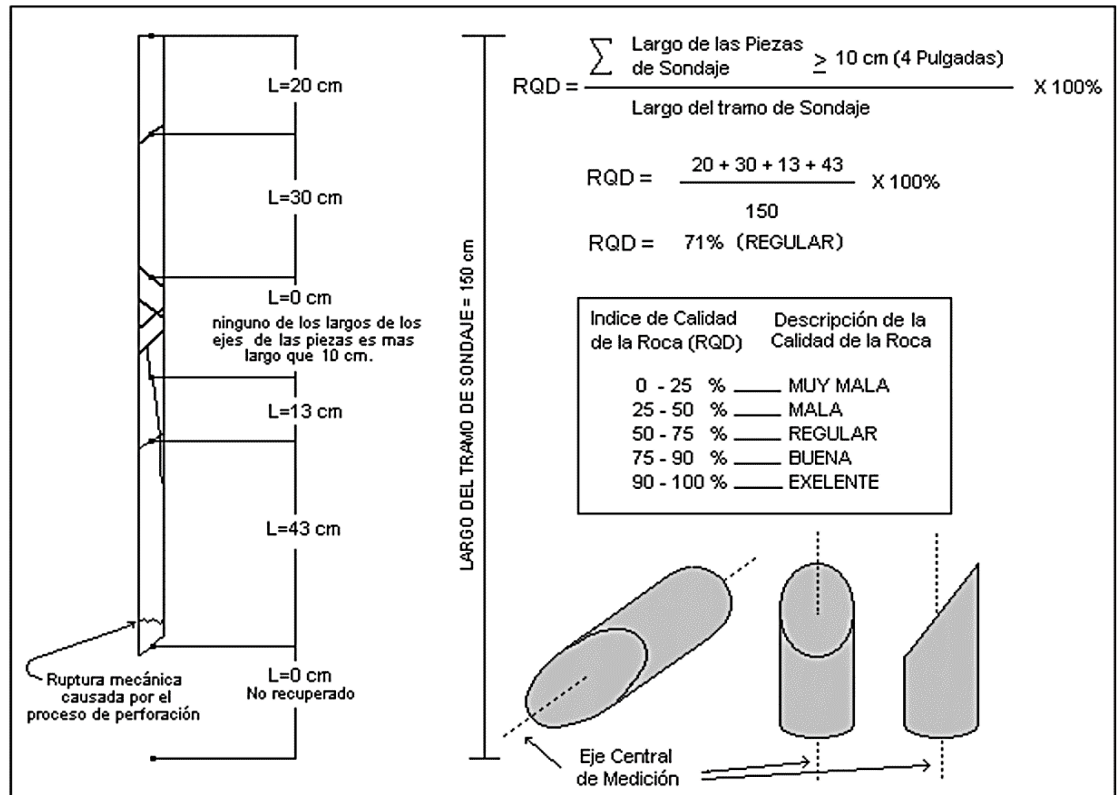


Figura 2.8 – Ejemplo de obtención de RQD de un testigo de sondaje. [32]

2.3.1.2. Parámetro RMR

Bieniawski, Z. [30] publicó los detalles de una clasificación de macizos rocosos denominada “Clasificación Geomecánica o Sistema de Clasificación de Masas Rocosas (RMR)”. A lo largo de los años este sistema se ha ido perfeccionando a medida que se han examinado más registros de casos, y se debe ser consciente de que Bieniawski ha realizado cambios significativos en las clasificaciones asignadas a diferentes parámetros y la estimación de la resistencia de los macizos rocosos. Los siguientes seis parámetros se utilizan para clasificar un macizo rocoso utilizando el sistema RMR:

- Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.
- Designación de la calidad de la roca (RQD).
- Espaciado de discontinuidades.
- Estado de las discontinuidades.
- Condiciones de las aguas subterráneas.

Al aplicar este sistema de clasificación, el macizo rocoso se divide en varias regiones estructurales y cada región se clasifica por separado. Los límites de las regiones estructurales suelen coincidir con una característica estructural importante, como una falla o un cambio en el tipo de roca. En algunos casos, cambios significativos en el espaciado o las características de las discontinuidades, dentro del mismo tipo de roca, pueden requerir la división del macizo rocoso en varias regiones estructurales pequeñas.

El sistema de clasificación de masa rocosa se presenta en la Tabla 2.5, dando las clasificaciones para cada uno de los cinco primeros parámetros especificados anteriormente,

además de la Tabla 2.6 que explica las clases de la roca. Estas clasificaciones se suman para dar un valor de RMR.

Tabla 2.5 – Tabla para la clasificación del sistema RMR. [30]

RMR																
Parámetros		Rangos de valores									Puntuación					
1	Resistencia de la roca intacta	Carga puntual	> 10 [Mpa]	15	4 - 10 [MPa]	12	2 - 4 [MPa]	7	1 - 2 [MPa]	4	Para este rango, preferir UCS					
		Carga uniaxial	> 250 [MPa]		100-250 [MPa]		50-100 [MPa]		25-50 [MPa]		5-25 Mpa	2	1-5 Mpa	1	<1 Mpa	0
2	RQD [%]	90-100 [%]	20	75-90 [%]	17	50-75 [%]	13	25-50 [%]	8	< 25 [%]						5
3	Espaciamiento de juntas	> 2 m	20	0.6 - 2 m	15	200-600 mm	10	60-200 mm	8	< 60mm						5
4	Condición Juntas	Persistencia	< 1m	6	1 - 3m	4	3 - 10 m	2	10 - 20 m	1	>20m					0
		Apertura	Cerrada	6	< 0.1mm	5	0.1 - 1mm	4	1 - 5mm	1	> 5mm					0
		Rugosidad	Muy rugosa	6	Rugosa	5	Levemente rugoso	3	Suave	1	Laminado					0
		Relleno	Limpia	6	Relleno duro	4	Relleno duro >5mm	2	Relleno suave <5mm	2	Relleno suave >5mm					0
		Meteorización	Sana	6	Levemente meteoriz	5	Moderadam. Meteor	3	Altamente meteoriz.	1	Descompuesta					0
5	Agua Subterránea	Seco	15	Húmedo	10	Mojado	7	Goteo	4	Flujo						0
Clase de Macizo Rocoso																
RMR		100 - 81		80 - 61		60 - 41		40 - 21		20 - 1						
Descripción		I - MUY BUENA		II - BUENA		III - REGULAR		IV - MALA		V - MUY MALA						

Tabla 2.6 - Tabla de significado según tipo de roca para la clasificación del sistema RMR. [30]

D. MEANING OF ROCK CLASSES					
Class number	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span
Cohesion of rock mass (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Friction angle of rock mass (deg)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15

Desde un punto de vista ingenieril, es buena práctica comparar las estimaciones del parámetro RMR en base a otras clasificaciones de roca, por ejemplo, Q de Barton, N. [8] y GSI de Hoek, E. y Brown, E. [26], parámetros que también cuantifican la calidad de la roca [30], [33]–[35].

La primera ecuación de correlación de Bieniawski, Z. [8] con el parámetro Q de Barton, N se expresa en la ecuación (8) como:

$$RMR = 9 \ln Q + 44 \quad (8)$$

y la correlación de Barton, N. [8] con respecto al parámetro RMR y GSI se expresan en las ecuaciones (9) y (10) como:

$$RMR = 15 \log Q + 50 \quad (9)$$

$$RMR = GSI + 5 \quad (10)$$

Otras correlaciones se pueden observar en la Tabla 2.7.

Tabla 2.7 – Correlaciones históricas sistemas RMR Bieniawski y Q Barton. [36]

Investigador	Ecuación de Correlación
Bieniawski	$RMR = 9 \cdot \ln Q + 44$
Barton	$RMR = 15 \cdot \ln Q + 50$
Kumar	$RMR = 6,4 \cdot \ln Q + 49,6$
Ozkan	$RMR = 3,73 \cdot \ln Q + 64$

2.3.1.3. Parámetro Q de Barton

En 1963 el investigador Barton, N.[37] del Instituto Geotécnico Noruego propuso un índice de calidad de túneles (Q), sobre la base de una evaluación de una gran cantidad de historias de casos de excavaciones subterráneas, para la determinación de las características del macizo rocoso y los requisitos de soporte del túnel [37]. El valor numérico del índice Q varía en una escala logarítmica desde 0,001 hasta un máximo de 1000 y está definido por la ecuación (11) como:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (11)$$

donde

RQD es el Rock Quality Designation (sección 2.3.1.1) $\geq 10\%$,

J_n es el número de discontinuidades,

J_r es el número de rugosidad de la junta para juntas críticamente orientadas,

J_a es el número de alteración de la junta para juntas críticamente orientadas,

J_w es el factor de reducción en presencia de agua en la discontinuidad, y

SRF es el factor de reducción de esfuerzos.

Este parámetro J_n , que representa el número de grupos de juntas, es a menudo afectado por foliaciones, esquistosidades, escisiones pizarrosas o estratificaciones. Si se desarrollan fuertemente, estas discontinuidades paralelas debiesen ser tratadas como un grupo completo de juntas. Si existen pocas juntas visibles o solamente quiebres ocasionales en el núcleo de roca debido a estos efectos, entonces debiesen ser considerados como un conjunto de juntas aleatoria.

Este primer cociente (RQD / J_n), que representa la estructura del macizo rocoso, es una medida bruta del tamaño del bloque o de las partículas.

Los parámetros J_r y J_a representan la rugosidad y el grado de alteración de juntas de pared o del material de relleno. Estos parámetros debiesen obtenerse para la zona con el grupo de juntas más débil o para la discontinuidad rellena de arcilla en una zona dada.

El cociente (J_r/J_a) representa las características de rugosidad y fricción de las paredes de la junta o materiales de relleno. Este cociente se pondera a favor de uniones ásperas e inalteradas en contacto directo.

El parámetro J_w representa una medida de la presión del agua, la cual tiene un efecto adverso en la resistencia al corte de la junta, produce la reducción del esfuerzo efectivo a través de las juntas.

La presencia del agua puede tener un efecto suavizante y puede lavar el material de la junta en casos de relleno de arcilla.

El cociente (J_w/SRF) consta de dos parámetros de tensión. El SRF es una medida de la carga de aflojamiento en el caso de una excavación a través de zonas de corte y roca que contiene arcilla, también de la tensión de la roca en roca competente y además de la carga de compresión en rocas plásticas incompetentes. Puede considerarse como un parámetro de tensión total.

El parámetro J_w es una medida de la presión del agua y su efecto en la reducción de los esfuerzos de la junta. El agua puede, además, causar ablandamiento y posible deslave en el caso de juntas rellenas de arcilla. El cociente (J_w/SRF) es un factor empírico complicado que describe el “estrés activo”.

Entonces, el parámetro Q puede considerarse como función de solamente tres parámetros, los cuáles son:

- Tamaño de bloques: (RQD/J_n)
- Fuerza de cizalle entre bloques: (J_r/J_a)
- Esfuerzo activo: (J_w/SRF)

Tabla 2.8 – Clasificación Q de Barton [23]

Q BARTON			
	Descripción	Valor	Notas
1.-	Rock Quality Designation	RQD [%]	
	A. Muy pobre	0 - 25	1. Cuando RQD resulta ≤ 10 (incluido 0), debe usarse un valor nominal de 10. 2. RQD en intervalos de 5, por ejemplo, 100, 95, 90, etc, son buena estimación.
	B. Pobre	25 - 50	
	C. Media	50 - 75	
	D. Buena	75 - 90	
	E. Excelente	90 - 100	
2.-	Número Familia de Discontinuidades	J_n	
	A. Roca masiva, sin o con algun par de juntas	0.5 - 1.0	1. Para intersecciones usar (3.0 * J _n) 2. Para portales usar (2.0 * J _n)
	B. Una familia de discontinuidades	2	
	C. Una familia más random	3	
	D. Dos familias de discontinuidades	4	
	E. Dos familias más random	6	
	F. Tres familias de discontinuidades	9	
	G. Tres familias más random	12	
	H. Cuatro o más familias de discontinuidades, random, gravemente diaclasado, "cubos de azúcar", etc.	15	
	J. Roca fracturada, tipo suelo	20	
3.-	Número Rugosidad discontinuidad	J_r	
	a. Pared rocosa de contacto		1. Agregar 1.0 si el promedio de espaciamiento de las familias de juntas más relevantes es mayor que 3m. 2. J _r =0.5 puede usarse para juntas planares, rebanadas, que tengan lineaciones, orientadas en favor de la mínima resistencia
	b. Pared rocosa de contacto antes de 10cm de corte		
	A. Juntas discontinuas	4	
	B. Rugosa e irregular, ondulantes	3	
	C. Suave y ondulante	2	
	D. Rebanada y ondulante	1.5	
	E. Rugosa o irregular, planar	1.5	
	F. Suave, planar	1	
	G. Rebanada, planar	0.5	
	c. Sin pared rocosa de contacto en el corte		
	H. Zonas conteniendo minerales de arcilla gresos tal de prevenir contacto pared rocosa	1.0 (Nominal)	
	J. Arenoso, grava o zona fracturada de grosor tal para prevenir contacto pared rocosa	1.0 (Nominal)	

Tabla 2.9 – Continuación de Tabla 2.8 – Clasificación Q de Barton [23] Clasificación Q de Barton, N. [23]

	Descripción	Valor	Notas		Punt
4.	Número Alteración de discontinuidades	Ja	φr grados (aprox)		
	a. Pared rocosa de contacto				
A.	Relleno de juntas impermeable, no blando, fuertemente sellado	0.75		1. Valores de φr, el ángulo de fricción residual, usarlos como guía aproximada a las propiedades mineralógicas de las juntas, si se presentan.	
B.	Paredes de juntas inalteradas, superficies manchadas solamente	1	25 - 35		
C.	Paredes de juntas levemente meteorizadas, revestimiento mineral no suavizante, partículas arenosas, rocas desintegradas sin arcilla, etc.	2	25 - 30		
D.	Revestimiento arcillo-arenoso, limo-arenoso, de fracciones de arcilla pequeños, no suavizantes.	3	20 - 25		
E.	Revestimiento suavizante o de mineral arcilloso de baja fricción, p.ej, kaolinita, mica, chlorita, talco, grafito, etc. y baja cantidad de arcilla expansiva. (revestimiento juntas, 1 -2mm o menos)	4	8 - 16		
	b. Pared rocosa de contacto antes de 10cm de corte				
F.	Partículas arenosas, libres de arcilla, roca desintegrada, etc.	4	25 - 30		
G.	Minerales de relleno de arcilla no suavizantes altamente sobre-consolidados <5mm ancho	6	16 - 24		
H.	Minerales de relleno de arcilla no suavizantes mediana o baja sobre-consolidación <5mm ancho	8	12 - 16		
J.	Relleno de arcilla expansiva, por ej, mortmorillonita, <5mm ancho. Valores de Ja dependen, del porcentaje de tamaño de partículas de arcilla expansiva y del acceso al agua.	8 - 12	6 - 12		
	c. Sin pared rocosa de contacto en el corte				
K.	Zonas o bandas compuestas por roca y arcilla desintegradas (Ver G, H y J para la condición de arcilla)	6			
L.	Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja	8			
M.	Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja	8 - 12	6 - 24		
N.	Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja	5			
O.	Zonas continuas o bandas de arcilla y R. (Ver G, H y J para condición de arcilla.	10 - 13			
P.	Zonas continuas o bandas de arcilla y R. (Ver G, H y J para condición de arcilla.	6 - 24			
5.	Reducción por Agua en Juntas	Jw	Aprox presión agua [kgf/cm ²]		
A.	Excavación seca o flujo menor (por ej, <5l/m localmente)	1	< 1.0		
B.	Presión media o flujo medio, lavado ocasional del relleno de juntas	0.66	1 - 2.5		
C.	Flujo grande o alta presión en roca competente con juntas sin relleno	0.5	2.5 - 10.0		
D.	Gran flujo o alta presión	0.33	2.5 - 10.0		
E.	Excepcionalmente alto flujo o presión en tronadura, decayendo con el tiempo	0.2 - 0.1	> 10		
F.	Excepcionalmente alto flujo o presión	0.1 - 0.05	> 10		
6.	Factor de Reducción de Stress	SRF			
	a. Zonas débiles intersectando la excavación, lo que puede aflojar al macizo rocoso cuando el túnel es excavado				
A.	Múltiples ocurrencias de zonas de debilidad conteniendo arcilla o roca químicamente desintegrada, muy suelta rodeando a la roca a cualquier profundidad	10	1. Reduzca estos valores de SRF por 25 - 50% pero solo si la influencia de las zonas relevantes de corte no intersecten la excavación.		
B.	Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación <50m)	5			
C.	Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación >50m)	2.5			
D.	Múltiples zonas de corte en roca competente (sin arcilla), roca suelta alrededor (cualquier prof.)	7.5	2. En los casos que la profundidad de la clave del tunel sea inferior a la altura del mismo, se sugiere aumentar el SRF de 2.5 a 5		
E.	Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof excavación <50m)	5	3. Para campos de tensiones muy anisotrópicos cuando $5\sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reducir el σ_c y σ_1 a 0.8 σ_c y 0.8 σ_1		
F.	Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof excavación >50m)	2.5			
G.	Juntas abiertas y sueltas, fuertemente diaclasado o en "cubos de azúcares", (cualquier prof)	5			
	b. Roca competente, problemas de esfuerzo de la roca				
H.	Bajos esfuerzos, cerca de la superficie	> 200	[σc/σ1]	[σt/σ1]	SRF
J.	Esfuerzo medio	200 - 10	> 13	13 - 0.66	2.5 1
K.	Esfuerzos altos, estructuras bien apretadas (en favor de estabilidad, puede ser desfavorable para estabilidad de paredes)	10 - 5	0.66 - 0.33		0.5 - 2
L.	Explosión de roca suave (macizo rocoso)	5 - 2.5	0.33 - 0.16		5 - 10
M.	Explosión de roca fuerte (macizo rocoso)	< 2.5	< 0.16		10 - 20
	c. Roca deformable, flujo plástico de roca incompetente bajo influencia de alta presión de roca.				
N.	Baja presión en roca deformable				5 - 10
O.	Alta presión en roca deformable				10 - 20
	d. Hinchazón de roca, actividad de la hinchazón química dependiendo de presencia de agua				
P.	Baja presión de hinchazón en roca				5 - 10
R.	Alta presión de hinchazón en roca				10 - 15

2.3.1.4. Índice de Resistencia Geológico GSI.

El Índice de Resistencia Geológico (GSI) fue creado por los investigadores Hoek. E y Brown, E. [38] al darse cuenta de que era necesario una constante que midiese cómo se están comportando el grado de libertad del macizo rocoso, el estado de bloques y las condiciones de discontinuidad. El parámetro GSI proporciona un sistema para estimar la reducción de la resistencia del macizo rocoso según diferentes condiciones según las clasificaciones geológicas [26]. Estos valores de GSI se relacionan tanto con el grado de fractura como con la condición de las superficies de falla [7].

La tabla del Índice de Resistencia Geológica (GSI) fue desarrollado asumiendo que las observaciones del macizo rocoso serían realizadas por geólogos o ingenieros geólogos cualificados y experimentados. La descripción de las categorías de estructura y de condiciones de las discontinuidades del macizo rocoso se ha encontrado que trabaja bien cuando dichas personas están disponibles. Sin embargo, hay muchas situaciones donde son asignados ingenieros en lugar de geólogos para recolectar la data, lo que significa que el cartografiado de los macizos rocosos o núcleos de perforación es llevado a cabo por personas que están de menor manera asociadas con estas descripciones cualitativas [26], [39].

El GSI es el primer punto de entrada y, a menos que este índice sea entendido y aplicado correctamente, la confiabilidad de las propiedades estimadas está abierta a cuestionamiento. La Figura 2.9 ilustra el flujo de datos cuando se usa el método GSI de Hoek, E. & Brown, E. para la estimación de los parámetros requeridos para un análisis de las excavaciones subterráneas o superficiales en roca.

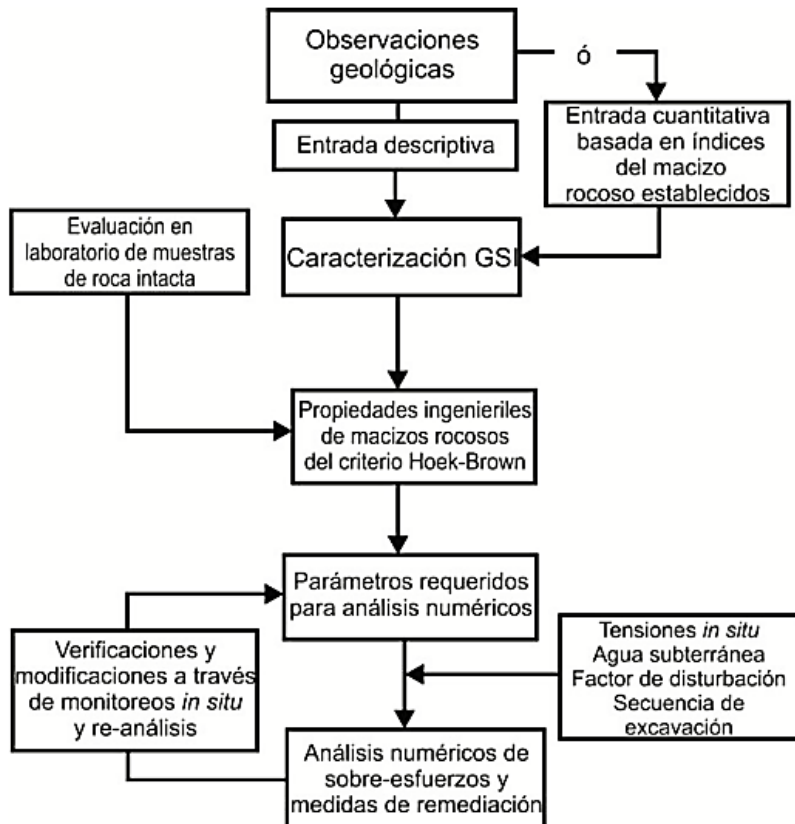
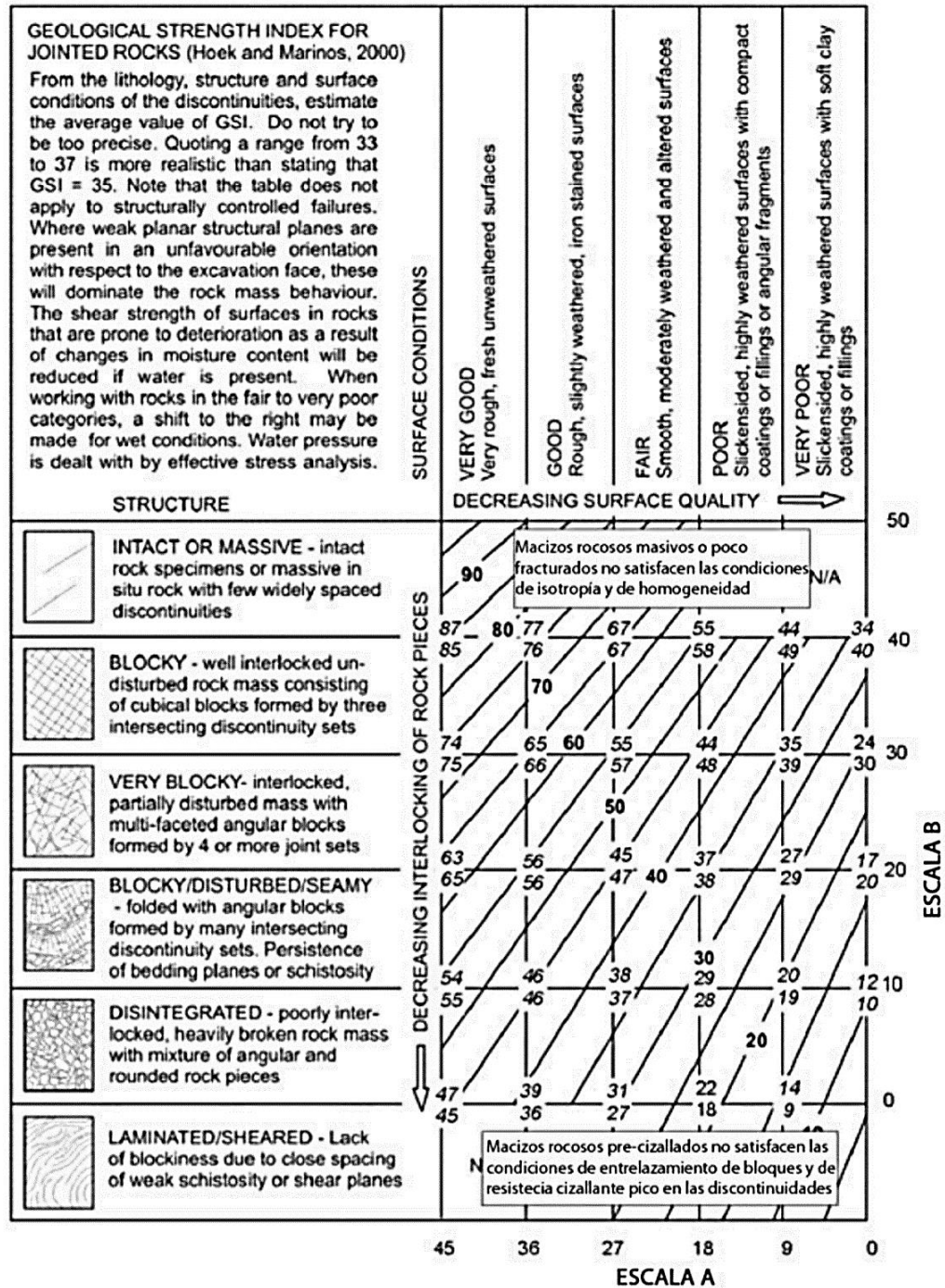


Figura 2.9 - Flujo de datos de entrada usando el sistema Hoek, E. y Brown, E. [40]

La tabla GSI publicada por Hoek, E. y Marinos, P. [26] es reproducida en la Tabla 2.10. La escala A ha sido adicionada para representar las 5 divisiones de la calidad superficial dentro de un rango de 45 puntos, definidos por la aproximación de la intersección de la línea GSI = 45 en el eje. La escala B representa las 5 divisiones de la escala del entrelazamiento de los bloques con un rango de 40 puntos en la zona en que la cuantificación es aplicada.

Tabla 2.10 – Estructura básica de tabla GSI. [26]



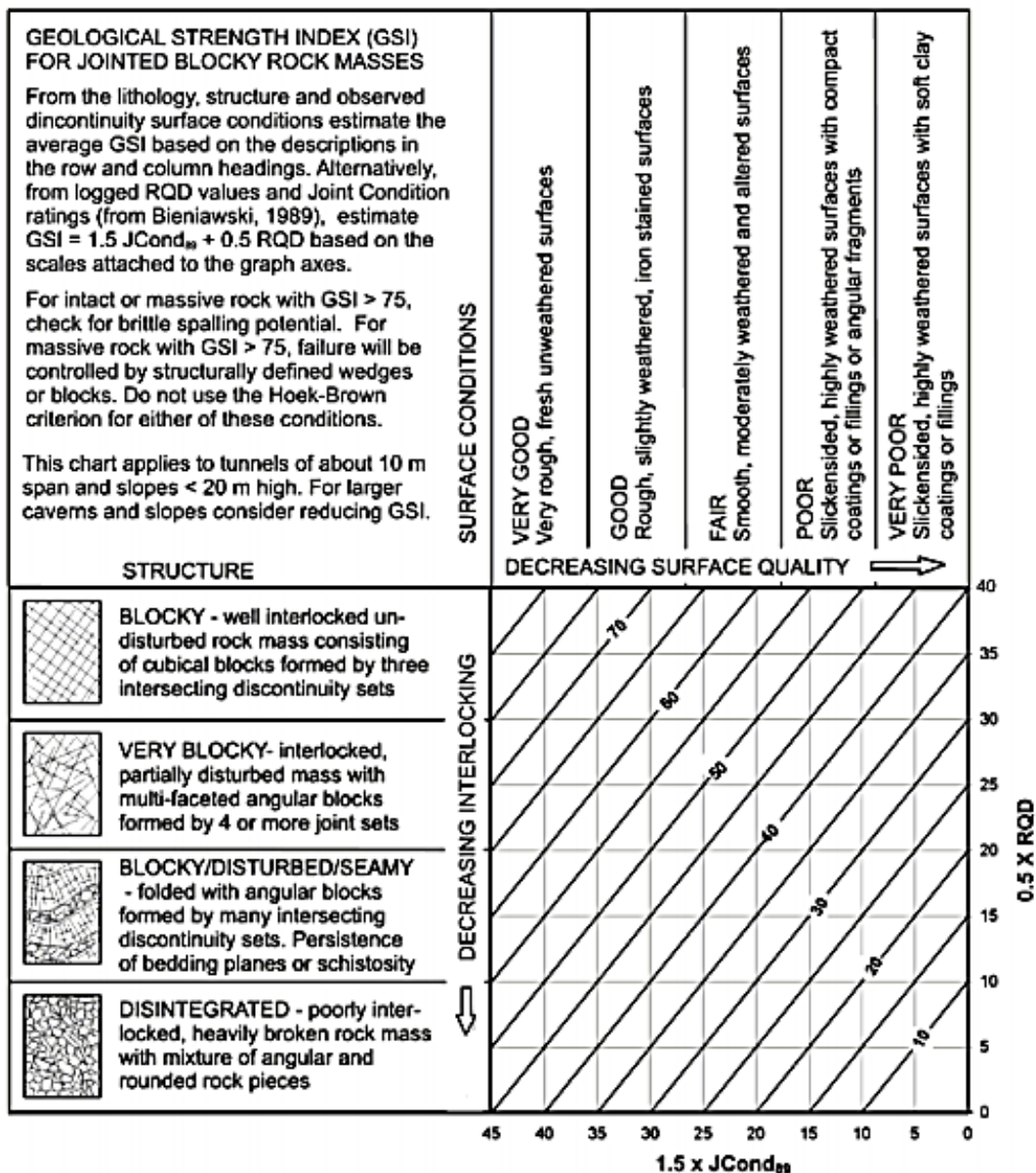
La escala A en la Tabla 2.10 representa las condiciones superficiales de discontinuidades $JCond_{89}$ (Joint Conditions de 1989) definidas por Bieniawski, Z. [30]. Esta valoración $JCond_{89}$ correlaciona de buena manera las condiciones superficiales de las discontinuidades tales como persistencia, apertura, rugosidad, relleno y meteorización en la cara de la junta, y ha sido usado por varios años, contando con una aplicación simple y confiable.[30]

La escala B representa el parámetro RQD (Rock Quality Designation) definido por Deere, D. [27], la configuración de los bloques que componen el macizo rocoso.

La Tabla 2.11 muestra los valores de GSI simplificado con las escalas definidas como $1.5JCond_{89}$ como escala horizontal y $RQD/2$ definido como escala vertical. El valor de GSI está dado por la ecuación (12) como:

$$GSI = 1.5JCond_{89} + \frac{RQD}{2} \tag{12}$$

Tabla 2.11 - Cuadro Gráfico simplificado de GSI con líneas paralelas y escalas en base a RQD y condición de las discontinuidades [26]



2.3.1.4.1. Condiciones y Limitaciones en el uso de GSI.

Existen ciertas condiciones y limitaciones a la hora de aplicar el criterio de clasificación GSI:

1. Una premisa esencial en el criterio de Hoek, E. & Brown, E. para la estimación de los parámetros mecánicos del macizo rocoso es que la deformación y la resistencia peak son controladas por el deslizamiento y rotación de los bloques de roca intacta definidos por la intersección de las discontinuidades. Es asumido que hay muchas familias de discontinuidades y que están suficientemente cerca, relativo al tamaño de la estructura bajo consideración, que el macizo rocoso puede ser considerado como *homogéneo e isotrópico* [41].
2. Para macizos rocosos macizos o con discontinuidades muy separadas, la tabla GSI no debe ser usada como fuente de datos de entrada en el criterio de Hoek, E. & Brown, E. Esto se debe a que no hay suficientes discontinuidades preexistentes para satisfacer las condiciones de homogeneidad e isotropía descritas anteriormente. Así, para abolir esta confusión, la fila superior de la tabla mostrada en la Tabla 2.10 ha sido removida en el desarrollo de la tabla GSI simplificada [42].
3. La última fila de la Tabla 2.10 GSI original ha sido removida ya que representa materiales previamente cizallados o transportados o muy alterados para los que las condiciones definidas en el ítem 2 tampoco no aplican. Para este tipo de rocas tipo flysch los investigadores Hoek, E. & Marinos, P. [43] publicaron una nueva tabla de GSI exclusiva explicada más adelante en este trabajo.
4. Para poder cuantificar el GSI usando la Tabla 2.11, las cantidades usadas para construir las escalas A y B deben ser calificaciones prácticas que sean familiares para los ingenieros geotécnicos y civiles que operan en el campo. El macizo rocoso será considerado como homogéneo e isotrópico formado por una gran cantidad de bloques que a su vez son relativamente pequeños en comparación con la estructura de roca estudiada, análogo a como se comportaría un suelo, pero con granos muy grandes del porte de bloques de roca [41].

2.3.1.4.2. Comprobación ecuación de GSI vs Tabla de Cuantificación del GSI.

Para la comprobación si la ecuación de GSI propuesta funciona o no, es necesario comprobar valores de GSI predichos de la ecuación (12) con los valores de GSI cartografiados en terreno [39]. Valores confiables de campo de GSI pueden ser obtenidos mediante la librería del software *RocLab* [44]. Los valores GSI calculados de $JCond_{89}$ y de RQD son graficados versus los GSI obtenidos en terreno como lo muestra la Figura 2.10.

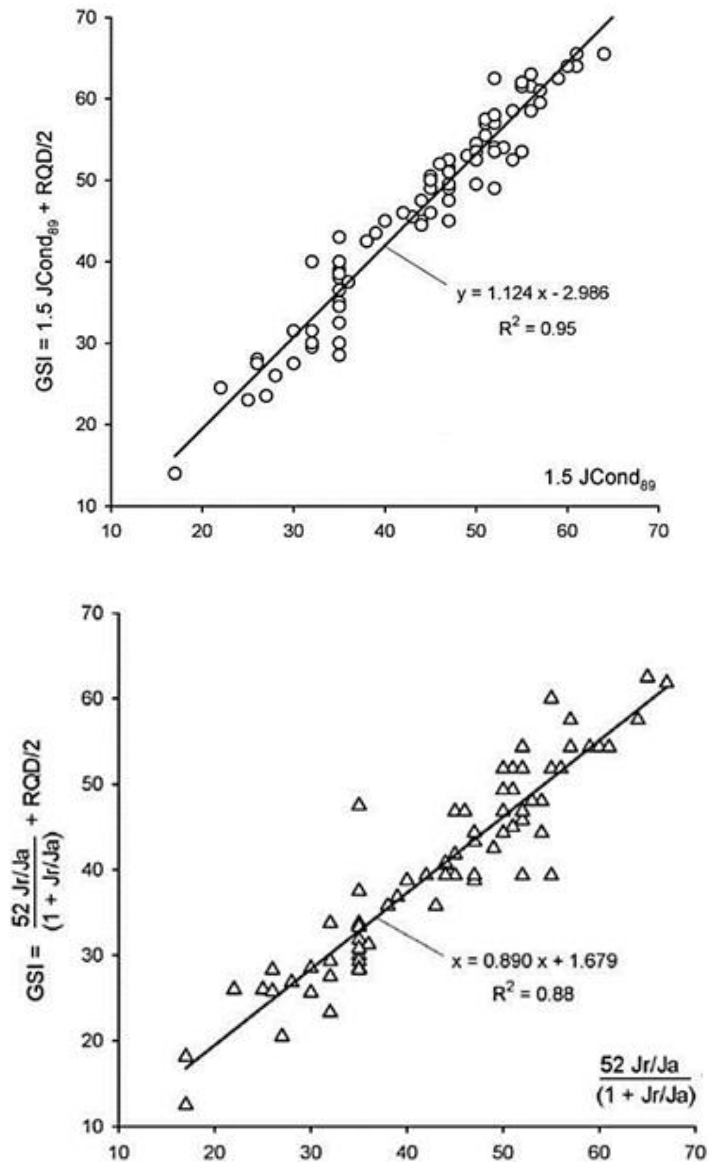


Figura 2.10 - Correlación entre GSI calculado y GSI cartografiado con $J_{Cond_{89}}$, J_r/J_a y $RQD/2$. [45]

Estas gráficas muestran que la correlación entre valores de GSI calculados y los obtenidos “in situ” está cerca a la relación ideal 1:1 de un ajuste perfecto. Esto sugiere que, una vez obtenidos los datos de campo adicionales, la aplicación de la cuantificación del GSI comprobará la propuesta recomendada.

Comparando las valoraciones para $J_{Cond_{89}}$ con J_r/J_a , da como resultado la relación de la ecuación (13) como:

$$J_{Cond_{89}} = 35 \cdot J_r/J_a \cdot (1 + J_r/J_a) \quad (13)$$

Recordando la ecuación que describe al parámetro de clasificación GSI como:

$$GSI = 1.5J\text{Cond}_{89} + \frac{RQD}{2} \quad (14)$$

Sustituyendo la ecuación (13) en la ecuación (14) da como resultado la ecuación (15)::

$$GSI = \frac{52 \cdot J_r/J_a}{(1 + J_r/J_a)} + \frac{RQD}{2} \quad (15)$$

Los valores predichos de GSI son graficados contra los valores de GSI cartografiados en campo para los mismos datos usados en la preparación de la Figura 2.10. Los resultados para la regresión lineal no son tan buenos como las obtenidas para la ecuación (14), el encaje es una aproximación aceptable para aplicaciones ingenieriles. [45].

2.4. Criterios de Falla de la Matriz Rocosa

La resistencia al corte de la matriz rocosa isótropa se puede evaluar mediante los criterios de rotura de Mohr, O.-Coulomb, C. y Hoek, E. & Brown, E. La principal diferencia entre ambos es que el primero es un criterio lineal y el segundo no lineal, más adecuado al comportamiento mecánico real de las rocas [38].

2.4.1. Parámetros Fundamentales

Previo a definir cualquier criterio de falla, debemos mencionar los principales parámetros que se deben considerar y que definen la constitutiva de la roca y su comportamiento frente a cargas de servicio [16].

2.4.1.1. Ángulo de Fricción

El ángulo de fricción peak de las superficies de discontinuidad es un valor que es fundamental para comprender la resistencia al corte de las discontinuidades geológicas, considerando su importancia para determinar las propiedades mecánicas de la superficie de discontinuidad. Sin embargo, determinar el ángulo de fricción máximo requiere tiempo y dinero, ya que requiere una extensa serie de pruebas de laboratorio [16].

2.4.1.2. Cohesión.

La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo. La conexión en la mecánica de suelos es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación entre las partículas, mientras que en la física este término se utiliza para representar la resistencia a la tensión [16].

2.4.1.3. Resistencia Peak y Residual.

Desde el punto de vista de la relación esfuerzo- deformación, en la estabilidad de taludes se debe tener en cuenta dos tipos de resistencia: resistencia peak y resistencia residual.

La resistencia máxima o peak es la máxima resistencia al corte que posee el material, el cual no ha fallado previamente y corresponde al punto más alto en la curva esfuerzo- deformación, como se observa en la Figura 2.11.

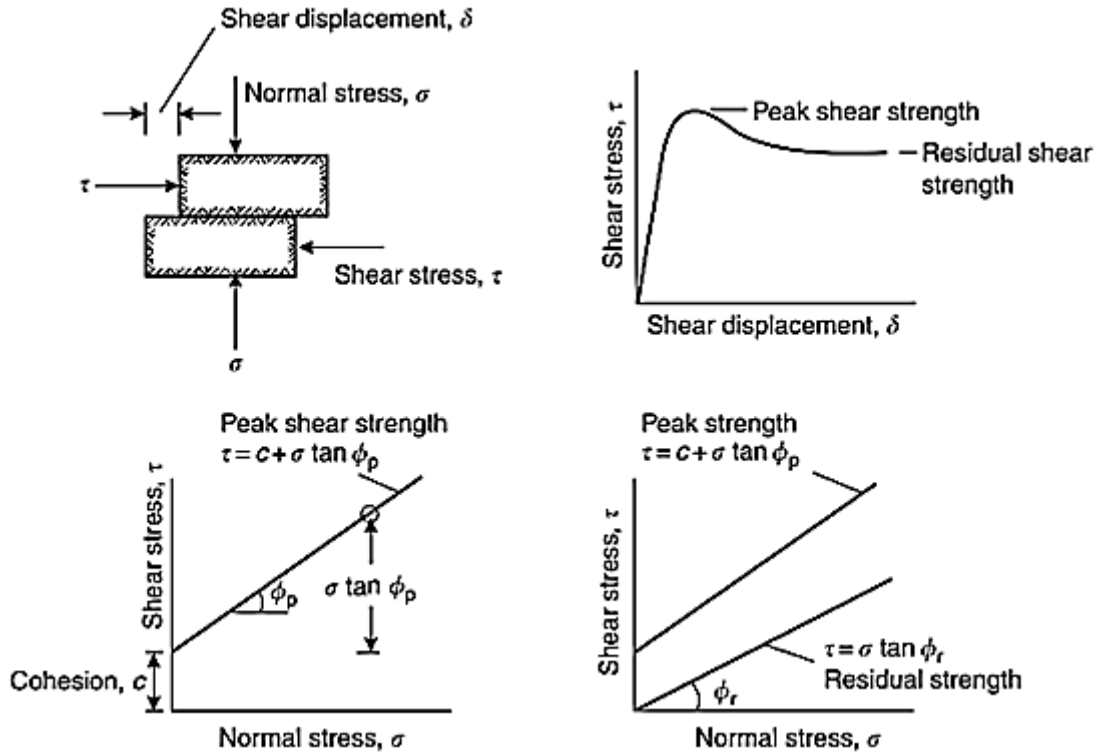


Figura 2.11 – Definición de resistencia al corte de la discontinuidad y curva ensayo corte directo [9]

La modelación de la resistencia peak en el análisis de la estabilidad asume que esta resistencia se obtiene simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla, como lo muestra la Figura 2.11; sin embargo, algunos puntos en la superficie de falla han alcanzado deformaciones mayores que otros (en un fenómeno de falla progresiva) y asumir que la resistencia peak actúa simultáneamente en toda la superficie de falla puede producir errores en el análisis [23].

La resistencia residual es la resistencia al corte que posee el material después de haber ocurrido la falla. En 1964 se observó que, en arcilla sobre consolidadas, la resistencia calculada en el análisis de deslizamientos después de ocurridos correspondía al valor de la resistencia residual y se recomendó utilizar para el cálculo de factores de seguridad los valores de los parámetros obtenidos para la resistencia residual ϕ_r y c_r [46]. La resistencia residual en los suelos cohesivos se debe tener en cuenta cuando existe una superficie previa de corte, donde han ocurrido desplazamientos en el pasado y en suelos licuables expuestos a sismos de gran magnitud.

En los suelos dúctiles la resistencia peak tiende a ser muy similar a la resistencia residual. En los suelos frágiles al producirse la falla, la disminución de la resistencia peak a la residual es significativa. La diferencia entre la resistencia peak y la residuales es un indicativo de la fragilidad de los materiales.

La pérdida de la resistencia en el momento de la falla del cortante está relacionada principalmente con una disminución de la cohesión. El ángulo de fricción, aunque disminuye, no es

afectado en forma substancial. Como se observa en la Figura 2.12, el ángulo de fricción peak es muy similar al ángulo de fricción residual.

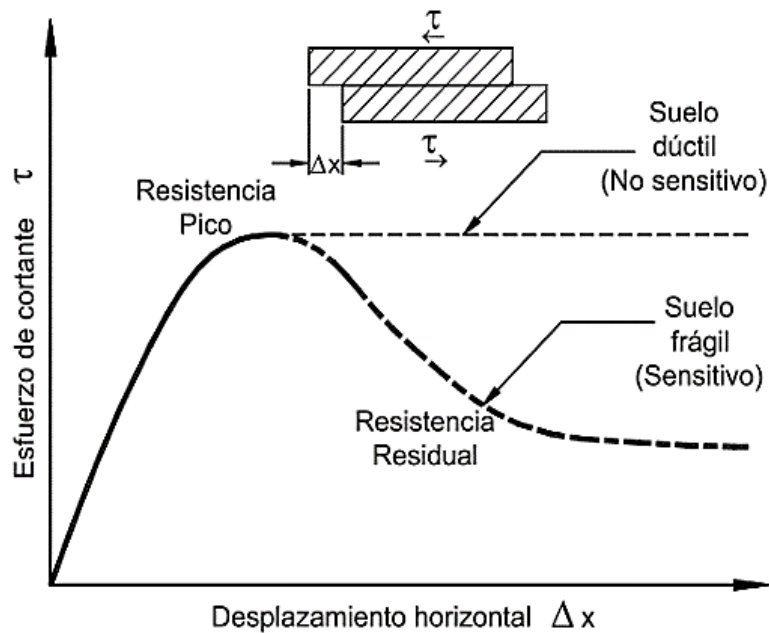


Figura 2.12 - Envolvente de falla de las resistencias peak y residual. [47]

2.4.1.4. Presión de Poros

En general, la presión de poros consiste en la presión en el agua dentro de los poros del suelo y se identifica con la letra μ . La presión de poros disminuye los esfuerzos normales efectivos entre las partículas, trata de separarlas y disminuye la resistencia a la fricción.

La presión de poros aumenta en los taludes en temporadas de lluvias y disminuye en temporadas de sequía. Es muy importante entender y cuantificar la variación temporal y espacial de la presión de poros en los taludes. La variabilidad es mayor en la cuesta que en el pie del talud.

2.4.1.5. Esfuerzos Efectivos

Una masa de suelo saturada está compuesta por dos fases distintas: el esqueleto de partículas y los poros entre partículas llenos de agua. Cualquier esfuerzo impuesto sobre el suelo es soportado por el esqueleto de partículas y también por la presión del agua. Típicamente, el esqueleto puede transmitir esfuerzos normales y de corte por los puntos de contacto entre las partículas y el agua, a su vez, puede ejercer una presión hidrostática igual en todas las direcciones.

Los esfuerzos ejercidos por el esqueleto solamente se conocen como esfuerzos efectivos y a los esfuerzos hidrostáticos del agua se les denomina "presión de poros". Los esfuerzos efectivos son los que controlan el comportamiento del suelo al cortante y no los esfuerzos totales ($\sigma' = \sigma_t - \mu$).

2.4.1.6. Esfuerzo Total

El esfuerzo total es la suma de todas las fuerzas, incluyendo aquellas transmitidas a través de contactos entre partículas, aquellas transmitidas a través de la presión de poros en el agua (divididas por el área total) e incluyendo el área de sólidos y el área de vacíos ($\sigma_t = \sigma' + \mu$).

En problemas prácticos, el análisis con esfuerzos totales puede utilizarse en problemas de estabilidad a corto plazo y las presiones efectivas para analizar la estabilidad a largo plazo.

2.4.1.7. Resistencia Drenada y No-drenada.

La resistencia No-drenada es la resistencia del suelo cuando se carga hasta la falla en condiciones no drenadas, es decir, cuando las cargas que producen las fallas se aplican sobre la masa del suelo a una velocidad superior a la del drenaje del suelo. El caso más común de resistencia no drenada se presenta en los depósitos naturales de arcilla saturada, cuando éstos son cargados o descargados en forma relativamente rápida comparada con la velocidad en la cual puede ocurrir drenaje y/o consolidación.

La resistencia drenada es la resistencia del suelo cuando se carga en forma lenta y no se producen presiones de poros en exceso debido a la aplicación de la carga. Igualmente, la resistencia drenada se presenta cuando la carga ha estado aplicada por un período suficientemente largo de tal forma que el suelo ya haya sido drenado. Una condición no drenada con el tiempo puede convertirse en una condición drenada en la medida en que el agua drene.

Basados en el principio de esfuerzos efectivos, la resistencia máxima drenada a la falla sobre cualquier plano en el suelo no es una función de los esfuerzos totales normales que actúan sobre el plano, sino de la diferencia entre los esfuerzos totales normales y la presión de poros.

2.4.2. Criterio de Falla de Mohr, O. - Coulomb, C.

Este criterio expresa la resistencia al corte a lo largo de un plano en un estado triaxial de tensiones, obteniéndose la relación entre los esfuerzos normal y tangencial, actuantes en el momento de la rotura, mediante la expresión matemática:

$$\tau = c' + (\sigma_n - \mu) \tan \phi' \quad (16)$$

donde

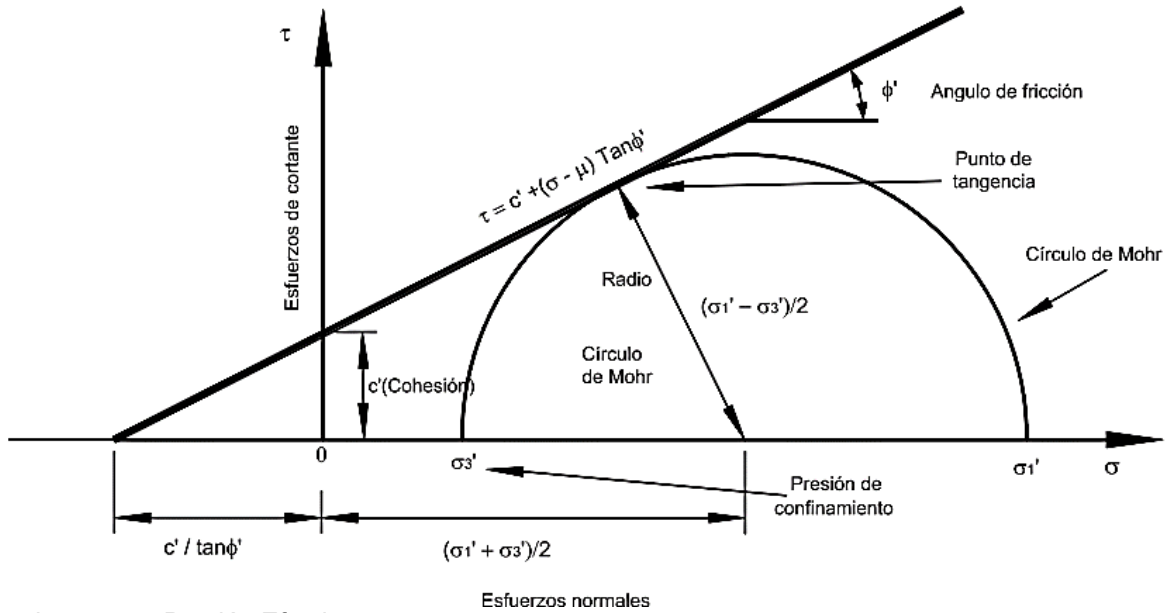
τ y σ_n son las tensiones tangencial y normal total sobre el plano de rotura

c' y ϕ' son la cohesión y el ángulo de rozamiento efectivos de la matriz rocosa

μ es la presión intersticial de poros.

En la Figura 2.13 se grafica de la ecuación de Mohr-Coulomb.

El análisis de la ecuación requiere conocer los parámetros fundamentales, el ángulo de fricción y cohesión, los cuales se consideran como propiedades intrínsecas del suelo. La presencia del agua reduce el valor de la resistencia del suelo, que depende de las presiones internas, o de poros, de acuerdo con la ecuación de Coulomb, en la cual el factor μ está restando al valor de la presión normal total [48].



$\sigma' = \sigma - \mu =$ Presión Efectiva.
 Φ' = Ángulo de fricción para presiones efectivas.
 c' = Cohesión para presiones efectivas.

Figura 2.13 - Círculo y Envoltura de Falla de Mohr Coulomb. [9]

Sin embargo, el comportamiento lineal del macizo rocoso no se ajusta a la mecánica de rocas, donde afecta el efecto escala y la rugosidad de las discontinuidades influye en el criterio de falla. El autor Patton, F. [49] definió un tipo de comportamiento para las discontinuidades rugosas, caracterizado por la rugosidad y su influencia hasta cierto grado o umbral de esfuerzo normal (Figura 2.15). Este modelo bilineal del autor Patton, F. queda definido como:

$$\tau = \sigma \tan(\phi + i) \quad (17)$$

Donde

i es el ángulo de la discontinuidad rugosa mostrado en la Figura 2.14.

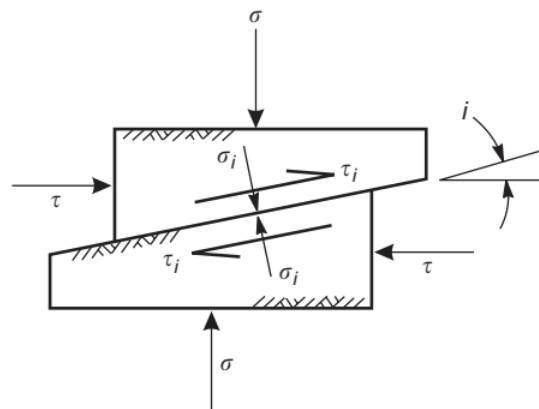


Figura 2.14 - Desplazamiento de corte en un plano inclinado. [9]

Por debajo y por sobre el umbral, el esfuerzo de corte queda definido por las ecuaciones (18) y (19) como:

$$\tau_p = \sigma \tan(\phi_b + i) \quad (18)$$

$$\tau_p = C_j + \sigma \tan(\phi_r) \quad (19)$$

Donde

ϕ_b representa el ángulo de fricción interno puro o básico del material

i es el ángulo de rugosidad o aspereza

ϕ_r el ángulo de fricción residual

C_j la cohesión aparente derivada de las asperezas.

Manteniendo las unidades de medida similares al criterio de Mohr-Coulomb, donde los parámetros de resistencia, esfuerzo y cohesión se miden en Pascales y los ángulos de fricción y aspereza en grados sexagesimales, como lo muestra la Figura 2.15.

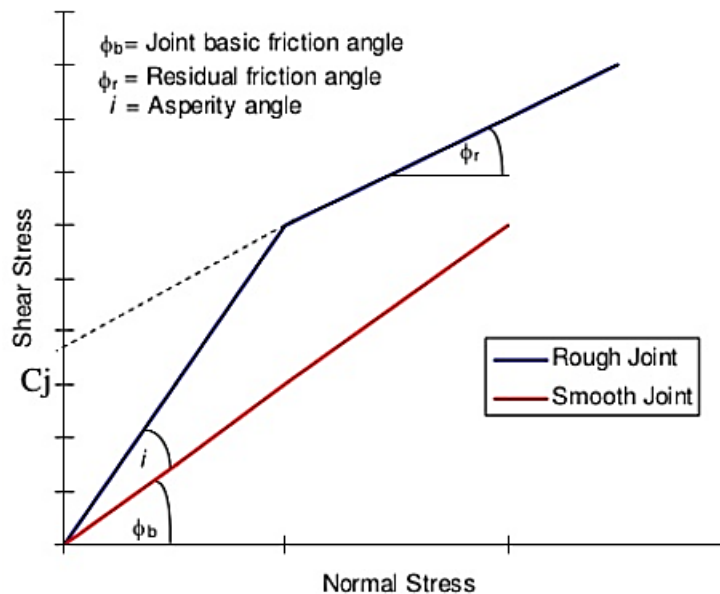


Figura 2.15 - Efecto de la rugosidad de la discontinuidad y el esfuerzo normal en un ángulo de inclinación de la discontinuidad [50]

Patton, F. [49] demostró de manera convincente el significado particular de esta relación midiendo el valor promedio del ángulo i a partir de fotografías de trazas de planos de estratificación en pendientes de piedra caliza inestables. El autor encontró que la inclinación de la traza del plano era aproximadamente igual a la suma del ángulo de fricción de la roca ϕ encontrado en pruebas de laboratorio en superficies planas y la rugosidad promedio de ángulo i .

La relación esfuerzo cortante - esfuerzo normal se puede cuantificar utilizando una técnica desarrollada por el autor Barton, N. [37] basada en el comportamiento de la resistencia al cortante

de juntas limpias y rugosas producidas artificialmente. El estudio muestra que la resistencia al corte de una superficie de roca rugosa depende de la relación entre la rugosidad, la resistencia de la roca y la tensión normal, y puede definirse mediante la siguiente ecuación empírica mostrada en la ecuación (20) como:

$$\tau = \sigma' \tan \left(\phi + JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma'} \right) \right) \quad (20)$$

donde

JRC es el coeficiente de rugosidad de la junta

JCS es la resistencia a la compresión de la roca en la superficie de la fractura

σ' es el esfuerzo normal efectivo.

El valor de JRC se determina utilizando técnicas analizadas que implican comparar la rugosidad de la superficie con perfiles de rugosidad estándar o realizar mediciones de la superficie, procedimiento visto en el apartado 2.2.2.2. La resistencia a la compresión de la roca (JCS) se puede estimar usando las simples observaciones de campo descritas en el apartado 2.2.2.2 y un martillo Schmidt para medir la resistencia a la compresión de la roca en la superficie de la junta. El esfuerzo normal que actúa sobre la superficie es el componente que actúa normal a la superficie, producto de la profundidad de la roca sobre la superficie de deslizamiento y el peso unitario de la roca se puede observar un conjunto de figuras describiendo estas relaciones en la Figura 2.16.

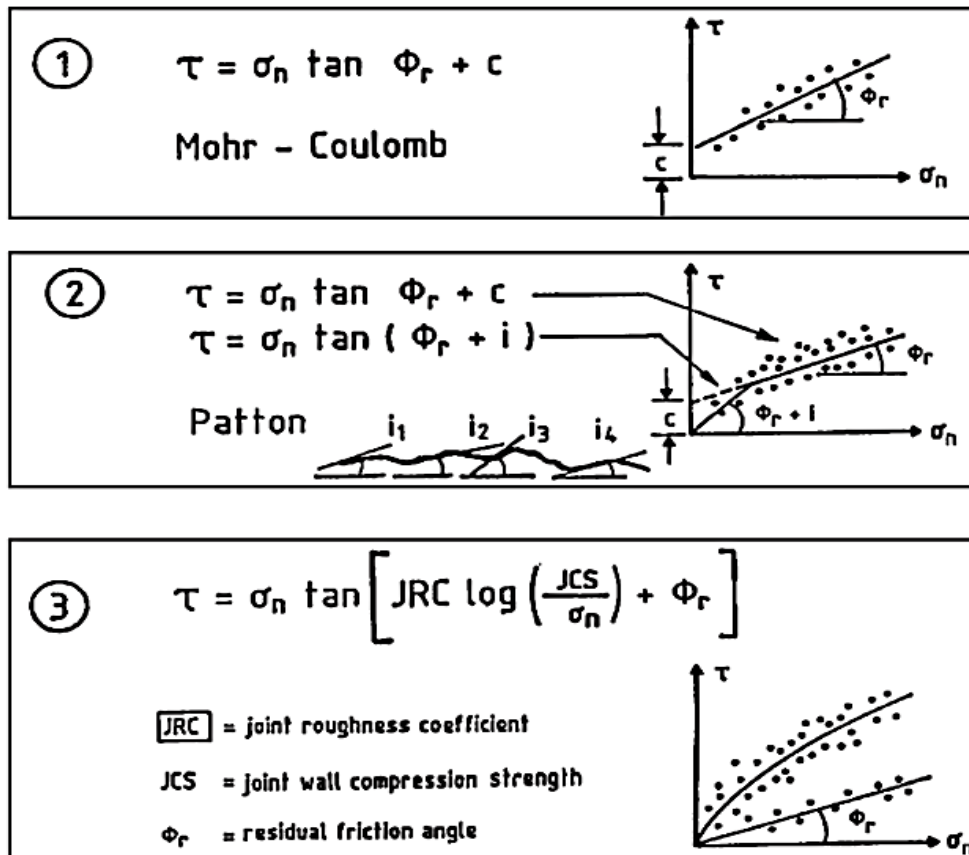


Figura 2.16 – Relaciones de Mohr-Coulomb, Patton y Barton según la resistencia al corte [21]

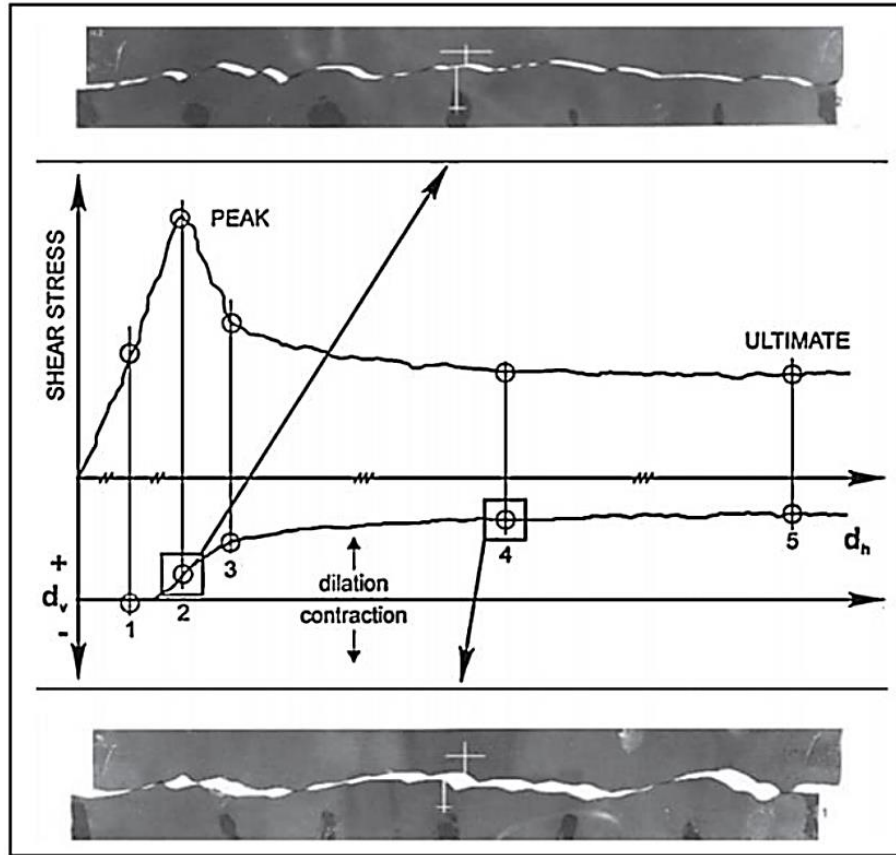


Figura 2.17 - Efecto en la fractura y el esfuerzo de corte durante y luego de la falla [21]

2.4.2.1. Esfuerzos Principales

El criterio se puede expresar igualmente en función de los esfuerzos principales σ'_1 y σ'_3 :

$$\sigma'_1 = \frac{2c' + \sigma'_3(\sin 2\theta + \tan \phi'(1 - \cos 2\theta))}{\sin 2\theta - \tan \phi'(1 + \cos 2\theta)} \quad (21)$$

donde

ϕ' ángulo de roce efectivo

c' cohesión efectiva

θ plano de rotura

Permitiendo obtener la resistencia en cualquier plano definido por θ para el plano crítico de rotura, $\theta = 45^\circ + \phi'/2$, la expresión anterior tomará la forma:

$$\sigma'_1 = \frac{2c' \cos \phi' + \sigma'_3(1 + \sin \phi')}{1 - \sin \phi'} \quad (22)$$

Si se da la condición $\sigma'_3 = 0$, σ'_1 sería la resistencia a la compresión simple de la roca:

$$\sigma'_1 = \sigma_c = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (23)$$

El criterio también proporciona el valor de la resistencia a la tracción:

$$\sigma'_{1t} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (24)$$

El criterio de Mohr-Coulomb implica que tiene lugar una fractura por corte al alcanzarse la resistencia peak del material. La gran ventaja de este criterio es su sencillez. Sin embargo, presenta inconvenientes debido a que:

- Las envolventes de la resistencia en roca no son lineales; se ha comprobado experimentalmente que la resistencia de las rocas aumenta menos con el incremento de la presión normal de confinamiento que lo obtenido al considerar una ley lineal, que puede implicar errores al considerar los esfuerzos actuantes, todo en zonas de bajos esfuerzos confinantes.
- La dirección del plano de la fractura, según este criterio, no siempre coincide con los resultados experimentales.
- El criterio sobrevalora la resistencia a la tracción.

No obstante, si se utiliza este criterio lineal de rotura para evaluar la resistencia de la matriz rocosa, se pueden adoptar las siguientes recomendaciones:

- Suponer que el valor de la cohesión es un valor próximo al 10% de la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa.
- Adoptar un valor del ángulo de rozamiento interno según el nivel de tensiones con el que se trabaja, tomando de ensayos específicos o de tablas.

2.4.3. Criterio de Falla de Hoek, E. & Brown, E.

Como alternativa al análisis para determinar la resistencia de macizos rocosos fracturados, los investigadores Hoek, E. & Brown, E. en 1980 desarrollaron un método empírico en el que la resistencia al corte se representa como una envolvente de Mohr curvada. Este criterio de resistencia se derivó de la teoría de la fractura de Griffith en roca quebradiza [25], así como de las observaciones del comportamiento de las masas rocosas en el laboratorio y en el campo [51]. Hoek, E. & Brown, E. introdujeron su criterio de falla para proporcionar datos de entrada para los análisis requeridos para el diseño de excavaciones subterráneas en roca dura. El criterio partió de las propiedades de la roca intacta y luego introdujo factores para reducir estas propiedades en función de las características de las juntas en un macizo rocoso [52].

Los autores buscaron vincular el criterio empírico a las observaciones geológicas mediante uno de los esquemas de clasificación de macizos rocosos disponibles y, para ello, eligieron el Rock Mass Rating propuesto por Bieniawski, Z. [33]. Debido a la falta de alternativas adecuadas, el criterio pronto fue adoptado por la comunidad de mecánicos de rocas y su uso se extendió rápidamente más allá de los límites originales utilizados para derivar las relaciones de reducción de resistencia. En

consecuencia, se hizo necesario reexaminar estas relaciones e introducir nuevos elementos de vez en cuando para dar cuenta de la amplia gama de problemas prácticos a los que se estaba aplicando el criterio [6]. Dentro de estas mejoras fue la introducción de la idea de masas rocosas “no perturbadas” y “perturbadas”, y de un criterio modificado para forzar la resistencia a la tensión del macizo rocoso para rocas de calidad pobre.

Una de las primeras dificultades surgió porque muchos problemas geotécnicos, particularmente con respecto al análisis de estabilidad de taludes, se tratan más convenientemente en términos de esfuerzos cortantes y normales en lugar de las relaciones de esfuerzos principales del criterio original de Hoek, E. & Brown, E., definido por la ecuación:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad (25)$$

Donde

σ'_1 y σ'_3 son, respectivamente, las tensiones principales efectivas mayores y menores en la falla

σ_{ci} es la resistencia a la compresión uniaxial del material rocoso intacto

m y s son constantes del material; $s = 1$ para roca intacta.[7]

Hoek, E. discutió la derivación de ángulos de fricción equivalentes y fuerzas de cohesión para diversas situaciones prácticas. Estas derivaciones se basaron en tangentes a la envolvente de Mohr, O. derivadas por el autor Bray, J. [9]. Hoek, E. sugirió que la fuerza cohesiva determinada ajustando una tangente a la envolvente curvilínea de Mohr, O. es un valor límite superior y puede dar resultados optimistas en los cálculos de estabilidad. En consecuencia, un valor promedio, determinado ajustando una relación lineal de Mohr-Coulomb por métodos de mínimos cuadrados, puede ser más apropiado [1]. Hoek, E. también introdujo el concepto del criterio de Hoek, E. & Brown, E. generalizado en el que la forma de la gráfica de tensión principal o la envolvente de Mohr, O. podría ajustarse mediante un coeficiente variable “a” en lugar del término de potencia de 0,5 en la ecuación (25).

Los investigadores intentaron consolidar todos los esfuerzos previos en una presentación comprensiva del criterio de falla y dieron una serie de ejemplos trabajados para ilustrar su aplicación práctica [1].

Además de los cambios en las ecuaciones, también se reconoció que la calificación del macizo rocoso de Bieniawski, Z. ya no era adecuada como vehículo para relacionar el criterio de falla con observaciones geológicas en el campo, particularmente para masas rocosas muy débiles. Esto resultó en la introducción del Índice de Fuerza Geológica (GSI) por Hoek, E. & Brown, E.[25].

El GSI proporciona un sistema para estimar la reducción en la resistencia del macizo rocoso para diferentes condiciones geológicas. Los valores de GSI están relacionados tanto con el grado de fractura como con la condición de las superficies de fractura, para macizos rocosos en bloques y macizos rocosos metamórficos esquistosos. La resistencia de un macizo rocoso articulado depende de las propiedades de las piezas de roca intactas, así como de la libertad de las piezas de roca para deslizarse y rotar bajo diferentes condiciones de tensión. Esta libertad está controlada por la forma geométrica de las piezas de roca intactas y el estado de las superficies que separan las piezas. Las piezas de roca angulares con superficies limpias y rugosas darán como resultado una masa de roca mucho más fuerte que una que contenga partículas redondeadas rodeadas de material alterado y degradado.

Los investigadores se dieron cuenta que se le estaba dando un uso indiscriminado al factor GSI, ya que algunos ingenieros lo ocupaban como una única clasificación del macizo rocoso y se olvidaban de las demás clasificaciones como por ejemplo el RMR. Entonces se dieron cuenta que los ingenieros sí necesitaban aplicar esta clasificación más ampliamente. Así que en el 2013 el Dr. Hoek, E. presenta una nueva tabla del GSI, limitando su uso [53].

Escala Vertical: RQD (clasificación mecánica que mide: el grado de “bloqueo” del macizo rocoso, grado de discontinuidades y espaciamiento, grado de fracturación.)

Escala Horizontal: RMR: condiciones de discontinuidades JCond₈₉ [30] (RMR: persistencia, apertura, rugosidad, relleno de discontinuidades).

2.4.3.1. Criterio Generalizado de Resistencia de Hoek, E. & Brown, E.

El criterio generalizado de resistencia de Hoek, E. & Brown, E. se expresa en términos de las tensiones principales mayores y menores, y se modifica a partir de la ecuación (25) de la siguiente manera:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (26)$$

donde

σ'_1 es el esfuerzo principal mayor efectivo

σ'_3 es el esfuerzo principal menor efectivo

σ_{ci} es la resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta

s y a son constantes que dependen según el tipo de material de roca

m_b es un valor reducido de la constante del material m_i para la roca intacta y viene dado por:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (27)$$

GSI es el índice de resistencia geológica

D es un factor que depende del grado de perturbación al que ha sido sometido el macizo rocoso por el daño de la explosión y la relajación de tensiones. Varía de 0 para macizos rocosos in situ no perturbados a 1 para macizos rocosos muy perturbados. Las pautas para la selección de valores apropiados para D se discuten más adelante en este capítulo.

La Tabla 2.12 entrega valores de m_i para una amplia variedad de tipos de rocas, y s y a son constantes para el macizo rocoso dadas por:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (28)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (29)$$

Tabla 2.12 – Valores para la constante m_i para roca intacta según grupo de rocas (valores entre () son estimados) [26]

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates (21 ± 3) Breccias (19 ± 5)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2 Greywackes (18 ± 3)	Claystones 4 ± 2 Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
		Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)
	Evaporites			Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
	Organic					Chalk 7 ± 2
METAMORPHIC	Non foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6	Gneiss 28 ± 5	
	Foliated*			Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

La resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso se obtiene estableciendo $\sigma'_3 = 0$ en la ecuación (26), obteniendo:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad (30)$$

y la resistencia a la tracción viene dada por la ecuación (31) como:

$$\sigma_t = -\frac{s \sigma_{ci}}{m_b} \quad (31)$$

La ecuación (31) se obtiene estableciendo $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$ en la ecuación (26). Esto representa una condición de tensión biaxial. El investigador Hoek, E. [51] mostró que, para materiales frágiles, la resistencia a la tracción uniaxial es igual a la resistencia a la tracción biaxial.

Los esfuerzos cortantes están relacionados con los esfuerzos principales por las ecuaciones publicadas por Balmer, G. [48] como:

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \left(\frac{d\sigma'_1/d\sigma'_3 - 1}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1} \right) \quad (32)$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \frac{\sqrt{d\sigma'_1/d\sigma'_3}}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1} \quad (33)$$

donde

$$\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} = 1 + am_b \left(\frac{m_b \sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1} \quad (34)$$

2.4.3.2. Propiedades de la Roca Intacta

Para los bloques de roca intacta que conforman el macizo rocoso, la ecuación (26) se simplifica en:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5} \quad (35)$$

La relación entre los esfuerzos principales efectivos en una condición de falla para cierto tipo de roca dado está definida por dos constantes, la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta σ_{ci} y una constante m_i relacionada con el tipo de roca. Los valores de estas constantes deberían determinarse mediante análisis estadístico de una serie de resultados de ensayos triaxiales efectuados sobre testigos de sondaje debidamente preparados.

Cabe destacar que el rango de valores del esfuerzo principal menor σ'_3 utilizado en los ensayos, es crítico al momento de determinar valores confiables de estas constantes, siendo recomendado por Hoek, E. & Brown, E. un rango entre $0 < \sigma'_3 < 0.5 \sigma_{ci}$ para la consistencia de los resultados.

2.4.3.3. Estimación del Módulo de Young de la Roca Intacta

El módulo de Young define la relación lineal elástica entre el esfuerzo aplicado y la deformación producida en la dirección de aplicación del esfuerzo y el coeficiente de Poisson define la relación entre la deformación transversal y axial. Ambas constantes se obtienen del ensayo de compresión simple y definen las características de la deformación de la roca. Ejemplos de estos valores se pueden apreciar en la Tabla 2.13. Una roca dura con comportamiento frágil presenta mayor módulo de Young y menor coeficiente de Poisson que una roca blanda con comportamiento dúctil [15].

Tabla 2.13 – Constantes Elásticas en Roca Intacta [54]

Roca Intacta	Módulo de elasticidad estático, E kg/cm ² ($\times 10^4$)	Módulo de elasticidad dinámico, E_d kg/cm ² ($\times 10^4$)	Coefficiente de Poisson, ν
Andesita	3,0-4,0		0,23-0,32
Anfibolita	1,3-9,2	4,6-10,5	
Anhidrita	0,15-7,6		
Arenisca	0,3-6,1	0,5-5,6	0,1-0,4 (0,24-0,31)
Basalto	3,2-10	4,1-8,7	0,19-0,38 (0,25)
Caliza	1,5-9,0 (2,9-6,0)	0,8-9,9	0,12-0,33 (0,25-0,30)
Cuarcita	2,2-10 (4,2-8,5)		0,08-0,24 (0,11-0,15)
Diabasa	6,9-9,6	6,0-9,8	0,28
Diorita	0,2-1,7	2,5-4,4	
Dolomía	0,4-5,1	2,2-8,6	0,29-0,34
Gabro	1-6,5		0,12-0,20
Gneiss	1,7-8,1 (5,3-5,5)	2,5-10,5	0,08-0,40 (0,20-0,30)
Esquisto	0,6-3,9 (2,0)		0,01-0,31 (0,12)
Granito	1,7-7,7	1,0-8,4	0,1-0,4 (0,18-0,24)
Grauvaca	4,7-6,3	2,3-10,7	
Limolita	5,3-7,5	0,7-6,5	0,25
Lutita	0,3-2,2	1,0-7,0	0,25-0,29
Marga	0,4-3,4	1,0-4,9	
Mármol	2,8-7,2		0,1-0,4 (0,23)
Micaesquisto	0,1-2,0		
Hizarra	0,5-3,0		
Sal	0,5-2,0		0,22
Toba	0,3-7,6		0,24-0,29
Yeso	1,5-3,6		

Para la estimación del módulo de Young de roca intacta (E_i) se utilizan cuatro métodos: el método generalizado de Hoek, E. & Diederichs, M.[55] (ecuación (36)), el método simplificado de Hoek, E. & Diederichs, M.[55] (ecuación (37)), el método de Deer, D. Palmström, A. & Singh, B.[56] (ecuación (38)) y el método generalizado de Hoek, E., Carranza-Torres & Corkum [6] (ecuación (39)), con GSI = 100 y D = 0 para todos los casos.

$$E_i [MPa] = E_i \left[0.02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + \exp\left(\frac{60 + 15D - GSI}{11}\right)} \right] \quad \left[\begin{array}{l} \sigma_{ci} > 100 [MPa] \\ E_i = \sigma_{ci} * MR \end{array} \right] \quad (36)$$

$$E_i [MPa] = 100000 \cdot \left(\frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{75 + 25 \cdot D - GSI}{11}}} \right) \quad (37)$$

$$E_i = \sigma_{ci} \cdot MR \quad (38)$$

$$E_i [MPa] = 1000 * \left(1 - \frac{D}{2}\right) * 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad [\sigma_{ci} > 100 [MPa]] \quad (39)$$

Donde

MR es la relación de módulos y

σ_{ci} la compresión uniaxial de la roca intacta.

MR se obtiene de la Tabla 2.14 para distintos tipos de roca según su clase, grupo y textura [55]. Para el granito se estima MR igual a 400.

El parámetro D se incorpora para considerar las buenas o malas condiciones de tronaduras o efectos de trabajos de maquinaria en la cara de cada talud.

Tabla 2.14 – Relación de Módulos MR según tipo de roca, su clase, grupo y textura. [55]

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
Sedimentary	Clastic		Conglomerates 300-400 Breccias 230-350	Sandstones 200-350	Siltstones 350-400 Greywackes 350	Claystones 200-300 Shales 150-250 Marls 150-200
		Non-clastic	Carbonates	Crystalline limestones 400-600	Sparitic limestones 600-800	Micritic Limestones 800-1000
		Evaporites		Gypsum (350)	Anhydrite (350)	
		Organic				Chalk 1000+
Metamorphic	Non-foliated		Marble 700-1000	Hornfels 400-700 Metasandstone 200-300	Quartzites 300-450	
	Slightly foliated		Migmatite 350-400	Amphibolites 400-500	Gneiss 300-750	
	Foliated			Schists 250-1100	Phyllites/Mica Schist 300-800	Slates 400-600
Igneous	Plutonic	Light	Granite 300-550 Granodiorite 400-450	Diorite 300-350		
		Dark	Gabbro 400-500 Norite 350-400	Dolerite 300-400		
	Hypabyssal		Porphyries (400)		Diabase 300-350	Peridotite 250-300
	Volcanic	Lava		Rhyolite 300-500 Andesite 300-500	Dacite 350-450 Basalt 250-450	
		Pyroclastic	Agglomerate 400-600	Volcanic breccia (500)	Tuff 200-400	

2.4.3.4. Módulo de Poisson de la Roca Intacta y el Macizo Rocoso

El módulo de Poisson del macizo rocoso es uno de los parámetros más relevantes del estudio geomecánico en el cálculo de la deformación. Desafortunadamente, la medida de este valor lleva mucho tiempo, además de resultar muy complicada. Según lo publicado por el autor Vásárhelyi, B. [57], a partir de la relación entre el ángulo de fricción interna y la presión de tierras en reposo, puede estimarse el valor del módulo de Poisson. Ajustando la envolvente de Mohr, O – Coulomb, C. a la envolvente del criterio de rotura de Hoek, E. & Brown, E., puede obtenerse un valor del ángulo de fricción interna que a su vez puede relacionarse con un valor del Índice de Resistencia Geológica GSI. Por lo tanto, una vez conocido el valor del módulo de Poisson de la roca intacta o, en su defecto, asumiendo la constante del material m_i del criterio de rotura de Hoek, E. & Brown, E., puede estimarse una aproximación del valor del módulo de Poisson [57] para el macizo rocoso, como se muestra en las ecuaciones (40) y (41).

$$v_i = \frac{1}{\sqrt{m_i + 1}} \quad (40)$$

$$v_{rm} = -0.002 \cdot GSI + v_i + 0.2 \quad (41)$$

2.4.3.5. Hoek, E. & Brown, E. y Criterio de Mohr, O.-Coulomb, C.

El análisis de la estabilidad del talud implica el examen de la resistencia al corte del macizo rocoso en la superficie de deslizamiento expresada por el criterio de falla de Mohr-Coulomb. Por lo tanto, es necesario determinar ángulos de fricción y resistencias de cohesión que sean equivalentes entre los criterios de Hoek, E. & Brown, E. y Mohr, O.-Coulomb, C. Estas resistencias son necesarias para cada macizo rocoso y rango de tensión a lo largo de la superficie de deslizamiento. Esto se hace ajustando una relación lineal promedio a la curva generada al resolver la ecuación (26) para un rango de valores de tensión principal menor definidos por $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_{3max}$, como se ilustra en la Figura 2.18. El proceso de ajuste implica equilibrar las áreas por encima y por debajo de la gráfica de Mohr, O.-Coulomb, C. Esto da como resultado las siguientes ecuaciones para el ángulo de fricción ϕ' y cohesión c' , mostradas en las ecuaciones (42), (43) y (44).

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (42)$$

$$c' = \frac{(\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1})}{\left[(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{(6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1})}{((1+a)(2+a))}} \right]} \quad (43)$$

donde

$$\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{ci}} \quad (44)$$

σ_{ci} resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta.

Notar que σ'_{3max} , el límite superior de la tensión de confinamiento sobre el que se considera la relación entre los criterios de Hoek, E. & Brown, E. y Mohr, O-Coulomb, C, debe determinarse para cada caso individual. La resistencia al corte de Mohr-Coulomb τ , para un esfuerzo normal dado σ , se encuentra mediante la sustitución de estos valores de c' y ϕ' en la siguiente ecuación:

$$\tau = c' + \sigma \tan \phi' \quad (45)$$

La gráfica equivalente en la Figura 2.18, en términos de las tensiones principales mayores y menores, se define por:

$$\sigma'_1 = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma'_3 \quad (46)$$

Un ejemplo de la curva de Hoek, E. & Brown, E. para piedra caliza se puede apreciar en la siguiente Figura 2.19.

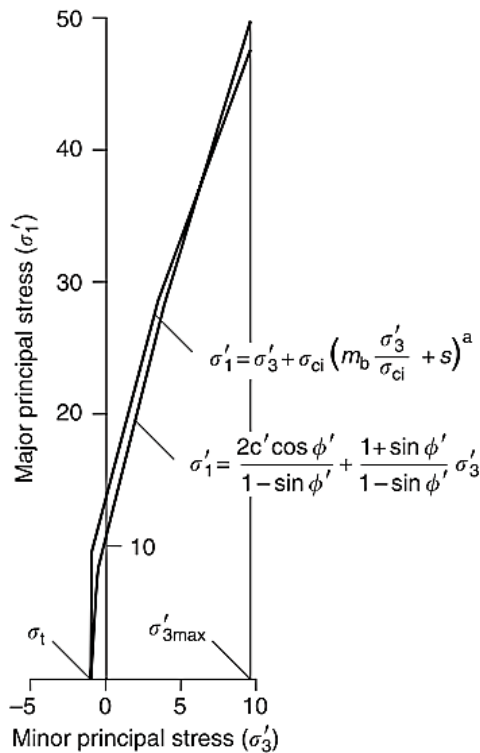


Figura 2.18 - Relaciones entre los esfuerzos principales según el criterio de Hoek-Brown y el criterio de Mohr-Coulomb.[9]

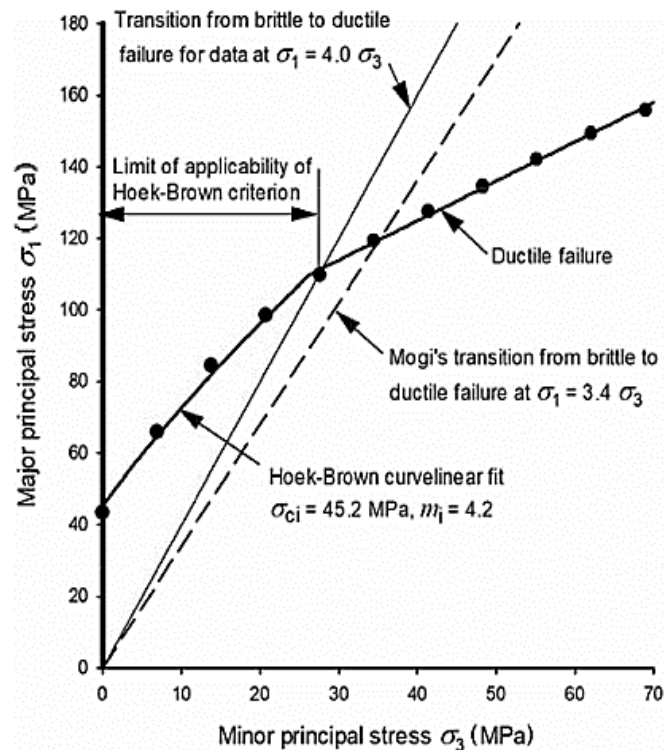


Figura 2.19 – Límite del criterio de Hoek&Brown y ejemplo para piedra caliza. [9]

2.4.3.6. Resistencia del Macizo Rocoso

La resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso σ_c viene dada por la ecuación (30). Para excavaciones subterráneas, la inestabilidad se inicia en el límite de la excavación cuando la resistencia a la compresión σ_c es excedida por la tensión inducida en ese límite. La falla se propaga desde este punto de inicio al campo de esfuerzos biaxiales y finalmente se estabiliza cuando la resistencia local, definida por la ecuación (26), es mayor que los esfuerzos inducidos σ'_1 y σ'_3 . La mayoría de los modelos numéricos pueden seguir este proceso de propagación de fracturas y este nivel de análisis detallado es muy importante cuando se considera la estabilidad de excavaciones en roca y se diseñan sistemas de soporte. Sin embargo, para la estabilidad del talud, la falla se inicia a lo largo de una superficie de deslizamiento dentro de la pendiente donde la roca está sujeta a un campo de tensión biaxial y es útil considerar el comportamiento general de una masa rocosa en lugar del proceso detallado de propagación de la falla descrito anteriormente [58]. Esto lleva al concepto de una “fuerza de masa rocosa” global y Hoek, E. & Brown, E.[58] propusieron que esto pudiese estimarse a partir de la relación de Mohr, O.-Coulomb, C.:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (47)$$

donde

c' y ϕ' determinados para el rango de tensión $\sigma_t < \sigma'_3 < \sigma_{ci}/4$ dando el siguiente valor para la resistencia del macizo rocoso σ'_{cm} :

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s)) \left(\frac{m_b}{4} + s\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (48)$$

La determinación del valor apropiado de σ'_{3max} para su uso en las ecuaciones (42) y (43) depende de la aplicación específica. Para el caso de taludes, es necesario que el factor de seguridad calculado y la forma y ubicación de la superficie de falla sean equivalentes. Se han realizado estudios de estabilidad de taludes rocosos utilizando el análisis de falla circular de Bishop para una amplia gama de geometrías de taludes y propiedades del macizo rocoso para los criterios generalizados de Hoek, E. & Brown, E. y Mohr, O.-Coulomb, C. para encontrar el valor de σ'_{3max} que arroja una curva de característica equivalente. Estos análisis dieron la siguiente relación entre σ'_{3max} , la resistencia de compresión simple del macizo rocoso σ'_{cm} y el nivel de tensión en la superficie de deslizamiento, σ_0 mostrado en la Figura 2.20 y Figura 2.21:

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\sigma_0} \right)^{-0.91} \quad (49)$$

donde

σ_0 nivel de tensión en la superficie de deslizamiento.

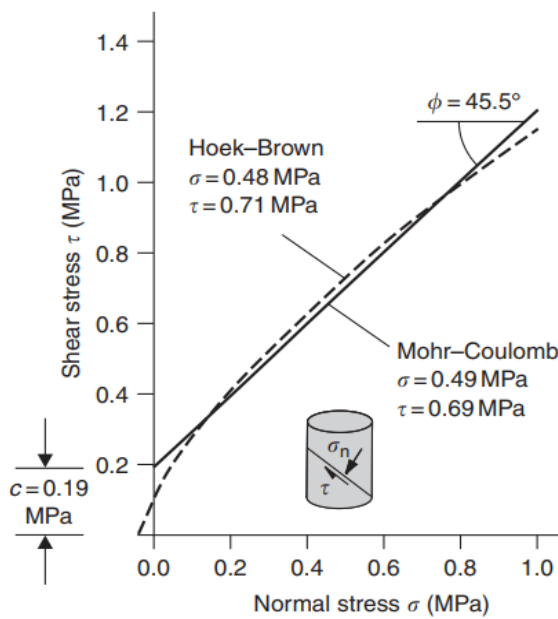


Figura 2.20 - Envolvente no lineal de Mohr para macizo de roca fracturada definida por ec. (42) [9].

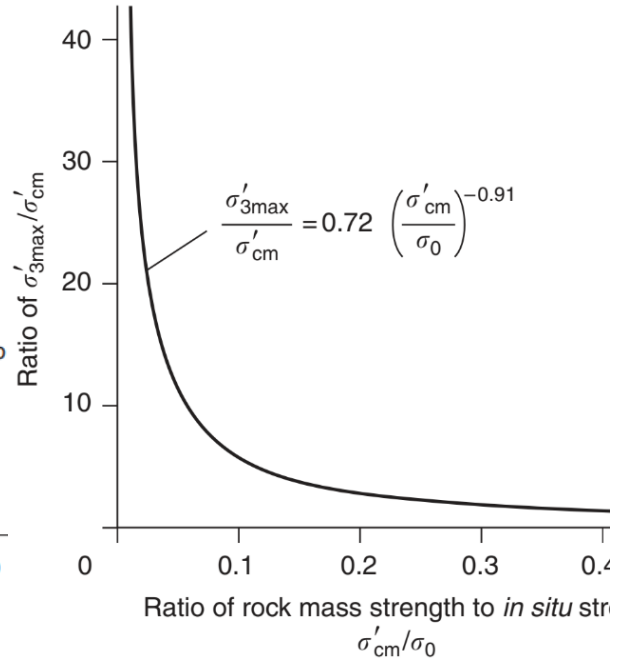


Figura 2.21 - Relaciones para calcular σ'_{3max} para los parámetros equivalentes de Mohr-Coulomb y Hoek & Brown [9]

El nivel de tensión en la superficie de deslizamiento está descrito en la ecuación (50) como:

$$\sigma_0 = H \cdot \gamma_r \quad (50)$$

donde

H es la altura de la pendiente

γ_r es el peso unitario de la roca

2.4.3.7. Estimación del Factor de Perturbación D



La experiencia en el diseño de taludes en minas a cielo abierto muy grandes ha demostrado que el criterio de Hoek, E. & Brown, E. para macizos rocosos in situ no perturbados es demasiado optimista [59]. Los efectos de los daños causados por fuertes explosiones, así como el alivio de la tensión debido a la remoción de la sobrecarga, provocan la alteración de la masa rocosa [58]. Se considera que las propiedades del macizo rocoso “perturbado” usando $D = 1$ en las ecuaciones (26) y (27) son más apropiadas para estos macizos rocosos [9].

Se han llevado a cabo otros estudios para evaluar el grado de alteración del macizo rocoso observando el rendimiento de excavaciones superficiales y subterráneas. Por ejemplo, los autores Lorig L. y Varona, P.[60] mostraron que factores como el confinamiento lateral producido por diferentes radios de curvatura de pendientes (en planta) en comparación con su altura también influyen en el grado de perturbación. Además, los autores Sonmez, H. y Ulusay, R.[61] analizaron retrospectivamente cinco fallas de taludes en minas de carbón a cielo abierto en Turquía e intentaron



asignar factores de perturbación a cada macizo rocoso basándose en su evaluación de las propiedades del macizo rocoso predichas por el criterio de Hoek, E. & Brown, E.

A partir de estas referencias, queda claro que una gran cantidad de factores pueden influir en el grado de alteración del macizo rocoso que rodea una excavación y que tal vez nunca sea posible cuantificar estos factores con precisión. Sin embargo, con base en la experiencia y en el análisis de los detalles contenidos en estos artículos, Hoek, E. & Brown, E.[40] han elaborado un conjunto de directrices para estimar el factor D, como lo describe la Tabla 2.15.

Tabla 2.15 - Guía para estimar el factor de perturbación D. [9]

<i>Apariencia del macizo rocoso</i>	<i>Descripción del macizo rocoso</i>	<i>Valor sugerido de D</i>
	<p>Excelente voladura controlada de calidad o excavación por tuneladora, resultante en un mínimo de macizo rocoso disturbado alrededor del túnel.</p>	<p>D = 0</p>
	<p>Excavación mecánica o a mano en macizo de roca de calidad pobre, sin voladura, resulta en una baja perturbación al macizo rocoso circundante.</p>	<p>D = 0</p>
	<p>Cuando el efecto de aplastamiento en la roca resulta en un levantamiento significativo del piso, la perturbación puede ser severa a no ser que sea colocado un mecanismo inversor.</p>	<p>D = 0.5 sin inversor</p>

(...) continuación de Tabla 2.15 [40]

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor sugerido de D
	Una mala calidad de voladura en túneles en roca dura resulta en daño local severo, extendiéndose 2 o 3 [m] en el macizo rocoso circundante.	D = 0.8
	Voladuras a baja escala en taludes en obras civiles resulta en un daño moderado del macizo rocoso, particularmente si la voladura es controlada, como se muestra a la izquierda de la imagen. Sin embargo, la relajación de esfuerzos resulta en cierta disturbación.	D = 0.7 Voladura bien controlada D = 1.0 Voladura mal controlada

(...) continuación de Tabla 2.15 [40]



Descripción del macizo rocoso

Valor sugerido de D

Taludes en minas a cielo abierto a gran escala sufren perturbaciones significativas producto de las voladuras necesarias en la producción y también debido a la relajación de esfuerzos producto de la remoción de la sobrecarga de roca.

D = 1.0 en voladura para la producción.

En algunas rocas más suaves, la excavación puede llevarse a cabo a través de maquinaria y el nivel de daño en el talud es menor.

D = 0.7
Excavaciones mecánicas

Se debe tener en cuenta que estas son solo pautas, y se recomienda aplicar los valores dados con precaución y comparar los resultados calculados con los obtenidos por análisis retrospectivos.

Se considera que el método de Hoek, E. & Brown, E. puede ser usado para proveer un buen punto de partida realista para cualquier diseño en la etapa de prefactibilidad y, si las observaciones o mediciones obtenidas en la excavación logran ser mejor que lo predicho, el factor de perturbación puede ajustarse y disminuirse [9].

2.4.3.8. Factor de Escala

Los materiales homogéneos se pueden analizar según el criterio de Mohr-Coulomb, en donde siempre los materiales se van a comportar linealmente en base a su esfuerzo normal, la cohesión del material y el ángulo de fricción interna, para así encontrar su esfuerzo cizallante [62].

Pero para macizos rocosos es otro tema, ya que los investigadores geomecánicos se dieron cuenta que en taludes de baja altura la teoría lineal de M-C puede ser aplicada, pero a mayor escala, por ejemplo, taludes de altura superior a 50 [m] el comportamiento de la roca es mejor modelado como no lineal. Además, al cambiar el tamaño de la muestra cambiaba su resistencia. Y ¿por qué sucedía este fenómeno? Porque cuando extraían las muestras y llegaban a la matriz homogénea, es decir, la matriz del macizo intacto resultaba en cierta resistencia, pero cuando tomaban otro tamaño de muestra o una muestra con discontinuidades ésta arrojaba una menor resistencia ya que presentaba planos de debilidad, formando una curva envolvente, la cual los investigadores trataron de encontrar una fórmula para ejemplificar esta curva [9].

La superficie de deslizamiento en una pendiente puede consistir en un solo plano continuo sobre el área completa de la superficie, o una superficie compleja formada por discontinuidades y fracturas a través de la roca intacta [1].

La determinación de valores confiables de resistencia al corte es una parte crítica del diseño de taludes porque cambios en la resistencia al corte pueden resultar en cambios significativos en la altura o ángulo seguro de una pendiente. La elección de los valores apropiados de resistencia al corte depende no solo de la disponibilidad de datos de prueba, sino también de una interpretación cuidadosa de estos datos a la luz del comportamiento del macizo rocoso que forma la pendiente a gran escala [26] [7], [41] .

Por ejemplo, puede ser posible utilizar los resultados obtenidos de una prueba de corte en una junta para diseñar una pendiente en la que es probable que ocurra una falla a lo largo de una sola junta similar a la que se está probando. Sin embargo, estos resultados de la prueba de corte no podrían usarse directamente en el diseño de un talud en el que se espera un proceso de falla complejo que involucre varias juntas y alguna falla de roca intacta como lo muestra la Figura 2.22.

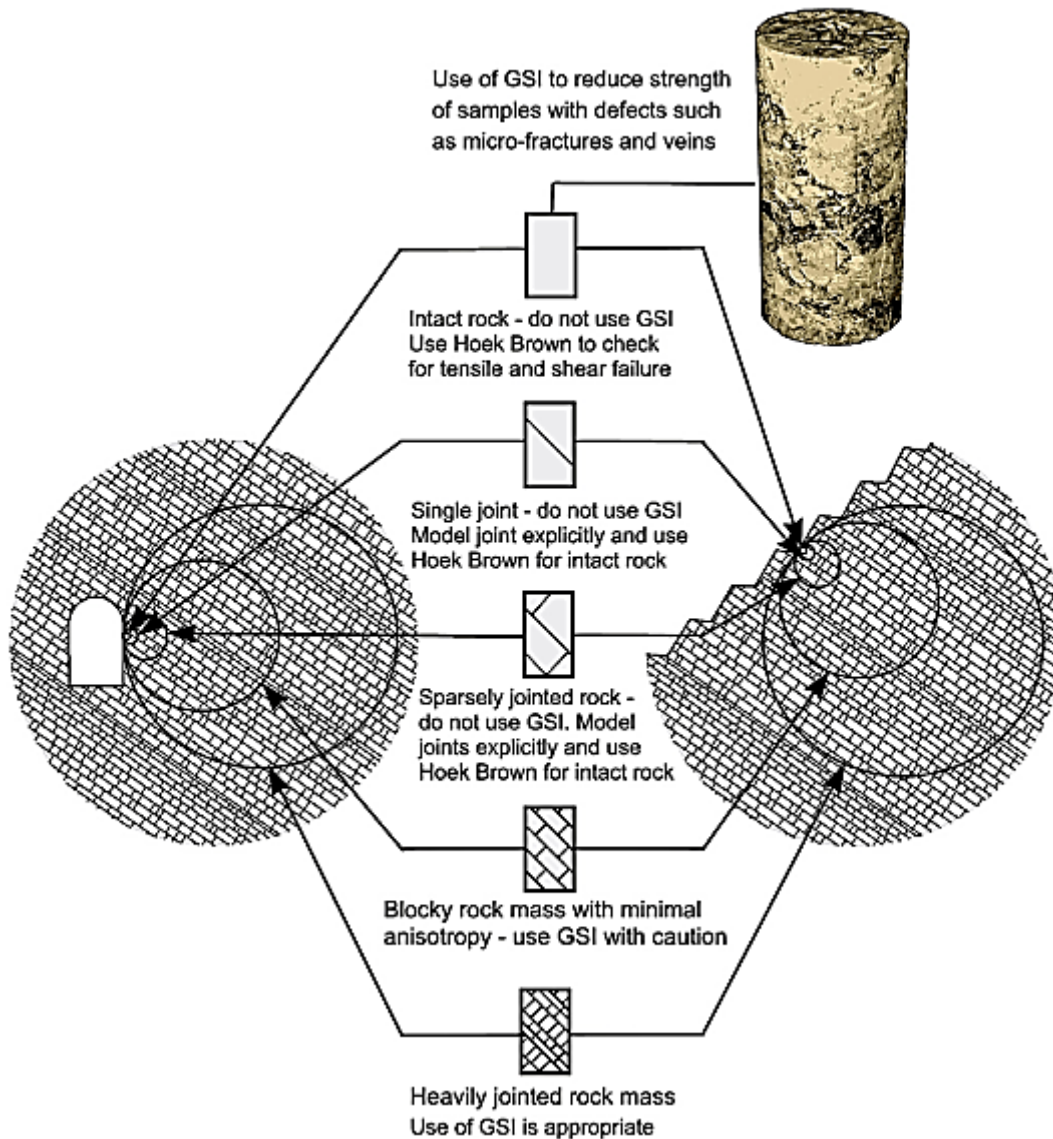


Figura 2.22: Efectos de escala en la caracterización del macizo rocoso. [9].

2.1. Resistencia a la Compresión Simple y Triaxial

Uno de los problemas más importantes de la mecánica de rocas consiste en determinar las propiedades mecánicas de éstas cuando se hallan en un campo tensional compresivo, lo cual se consigue principalmente mediante los ensayos de compresión simple y triaxial. Cuando se ejerce sobre una roca una tensión desviadora de compresión se obtienen resultados como los que se pueden ver en la Figura 2.23. Nada más aplicar la tensión, ciertas fisuras y poros comienzan a cerrarse, lo cual genera una deformación inelástica y la curva tensión-deformación muestra una concavidad dirigida hacia arriba. En la mayor parte de las rocas esta fase, que se denomina de cierre de fisuras y termina en el punto de ordenada σ_{1C} , va seguida de un tramo recto durante el cual la relación entre la tensión axial, la deformación axial y la deformación lateral es lineal. La pendiente de dicha recta en unos ejes de coordenadas σ_1 - ϵ_1 es el módulo de Young de la roca y la relación entre ϵ_3 y ϵ_1 es su coeficiente de Poisson [55].

A continuación, la pendiente de la deformación lateral comienza a disminuir, debido a que se forman nuevas microfisuras subverticales en la roca, especialmente cerca de la periferia de la probeta, en su zona central. Si se dispone de un captador de microruidos se puede observar que la formación de nuevas grietas produce una emisión de microrruídos en la probeta. La dirección de las microfisuras que comienzan a formarse es, en términos generales, paralela a la tensión axial σ_1 . Este tramo de las curvas tensión-deformación de la roca, que se denomina de propagación estable de las fisuras, comienza en el punto de ordenada σ_{1F} , denominado umbral de fisuración, y termina en el de ordenada σ_{10} ; esta última tensión se puede considerar como la resistencia a largo plazo de la probeta. Propagación estable quiere decir que a cada incremento de la tensión le corresponde un aumento finito de la longitud de las microgrietas y que éstas cesan de crecer al dejar de aumentar la tensión [16].

El ensayo, a continuación, entra en el tramo denominado de propagación inestable de las fisuras, en el cual éstas empiezan a alcanzar los extremos de la probeta, a interceptarse y a juntarse unas con otras hasta dar lugar a una superficie de fractura semicontinua. Este proceso, durante el cual disminuye la pendiente de la curva σ - ϵ , continúa hasta que se alcanza la resistencia máxima de la probeta σ_{1M} . Esta carga se conoce como resistencia peak y es la que se suele definir mediante los criterios de rotura[16].

Sin embargo, el ensayo no se acaba al llegar la roca a su resistencia máxima, si la rigidez de la prensa es superior a la rigidez de la probeta. En este caso, es posible continuar el ensayo hasta llegar a la resistencia residual de la roca, si bien es necesario para ello ir reduciendo la carga aplicada a la probeta ya que ésta se sigue deformando, pero resiste cada vez menos. Esta última fase de tránsito entre la resistencia peak y la residual es a veces de gran importancia en los pilares de las minas subterráneas. La resistencia residual de la probeta en el ensayo de compresión simple es nula, mientras que en el ensayo triaxial adquiere el valor correspondiente al ángulo de fricción de las partículas de roca rota [16].

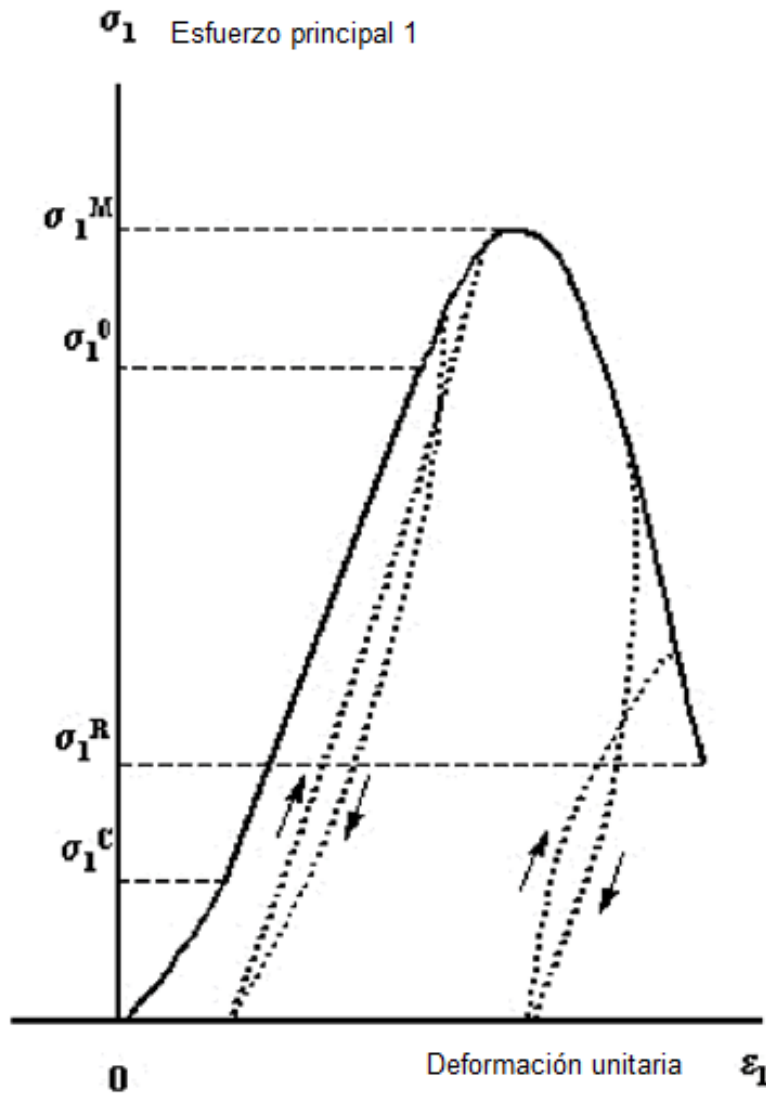


Figura 2.24: Trayectorias de descargas en ensayos de compresión triaxial. [16]

Si en un punto del tramo $\sigma_{10} - \sigma_{1M}$ se retira la carga que actúa sobre la probeta, la curva descarga-deformación sigue una trayectoria como la que se muestra en la Figura 2.24. Al anularse la tensión la probeta conserva una deformación (histéresis) y al cargarla de nuevo la curva de carga transcurre por debajo de la inicial de la probeta a la que intercepta en un punto de mayor ordenada que el de partida, esto es debido a que el tramo $\sigma_{10} - \sigma_{1M}$ es de tipo dúctil con endurecimiento. Si esta misma operación de descarga se lleva a cabo en el tramo $\sigma_{1M} - \sigma_{1R}$, la resistencia que se alcanza con la recarga, como lo muestra la Figura 2.24, es inferior a la de partida lo cual es lógico al corresponder dicho tramo a una rotura frágil o dúctil con reblandecimiento.

2.1.1. Ensayo de Compresión Simple

Este ensayo sirve para determinar la resistencia a compresión uniaxial de una probeta cilíndrica de roca de altura entre el doble y el triple del diámetro. Normalmente estas probetas se obtienen a partir de testigos de sondeos. También se pueden obtener muestras a partir de bloques de roca mediante una sonda, en el laboratorio; la extracción de estos bloques en la mina o en la obra se debe llevar a cabo sin voladuras, ya que éstas pueden generar en la roca nuevas microfisuras o aumentar las existentes, lo cual se traduciría en una pérdida de resistencia de las probetas que se obtengan de ellos.

Además de servir para determinar su resistencia, este ensayo puede proporcionar también las constantes elásticas de la roca, es decir, su módulo de elasticidad y su coeficiente de Poisson. Averiguar la resistencia a compresión simple de una roca es importante por varios motivos: permite clasificar las rocas según su resistencia, es un parámetro importante en los criterios de rotura más utilizados (Mohr, O.-Coulomb, C. y Hoek, E. & Brown, E.) y sirve para estimar la resistencia de los pilares en las explotaciones mineras [1].

Aunque aparentemente es un ensayo sencillo, su realización, así como la interpretación de los resultados, requieren bastante cuidado. Debido a la heterogeneidad de las probetas de una misma roca, su resistencia a compresión simple puede variar ampliamente. Los factores que más intervienen en la resistencia a compresión simple de rocas litológicamente similares son los siguientes: tamaño de grano, porosidad, meteorización, grado de micro-fisuración, naturaleza y resistencia del cemento que une los granos, densidad de la roca y presión y temperatura a la que ha estado sometida durante su formación [63].

El ensayo de compresión simple ha sido normalizado en muchos países. Los aspectos básicos de las normas existentes son los siguientes [63], [64]:

- Deben utilizarse probetas cilíndricas de diámetro superior a 50 mm y, por lo menos, 10 veces mayor que el tamaño del grano o cristal más grande existente en la roca.
- Su altura debe ser igual a 2.5 veces el diámetro aproximadamente.
- La probeta no debe contener discontinuidades geológicas que la atraviesen.
- Las superficies del cilindro de roca que están en contacto con las placas de la prensa con la que se realiza el ensayo deben ser planas, con una precisión de 0.02 [mm], y no deben separarse de la perpendicularidad al eje de la muestra en más de 0.001 [radianes], o sea, 0.05 [mm] en 50 [mm].
- La carga se debe aplicar a una velocidad constante de 0,5-1 MPa/s.

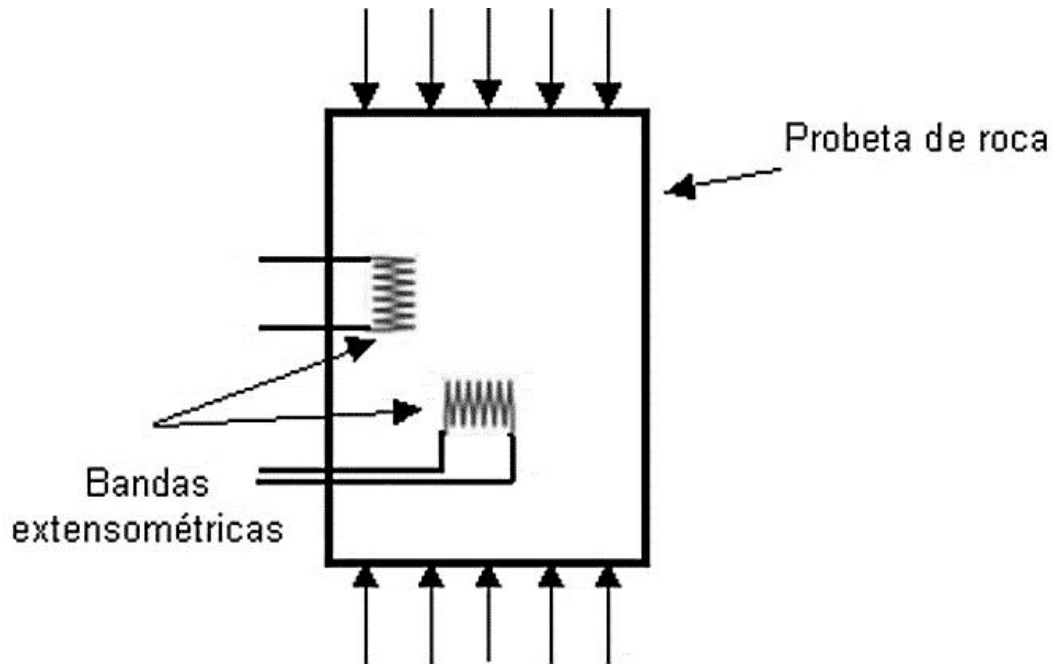


Figura 2.25: Esquema de ensayo de compresión simple. [65].

Para que este ensayo fuera estrictamente de compresión simple, las tensiones dentro de la probeta deberían ser uniaxiales en todos los puntos. Pero, debido a la fricción entre la muestra y las placas de la prensa, derivada de la diferencia entre los módulos elásticos de las rocas y el del acero, la probeta no se puede expandir libremente en sus extremidades superior e inferior al ser comprimida. Como consecuencia, aparecen tensiones cortantes en las proximidades de las superficies de contacto entre las placas de la prensa y la probeta, por lo que la tensión axial deja de ser una tensión principal y se produce un estado triaxial de tensiones en muchos puntos de la roca.

Cuanto menor es la esbeltez de la probeta, es decir, la relación altura/diámetro, mayor es la proporción de la muestra sometida a un estado triaxial de tensiones. Por este motivo, se ha establecido que, en los ensayos de compresión, la esbeltez de las probetas sea superior a 2.

Se ha observado experimentalmente que, en probetas de esbeltez y geometría similar, la resistencia a compresión simple varía con el volumen de la muestra; generalmente la resistencia disminuye al aumentar el volumen. La explicación de este hecho parece estar en la distribución, número y tamaño de las microgrietas de la roca; cuanto mayor es el tamaño de la muestra mayor es la probabilidad de que existan microfisuras con las características apropiadas para favorecer la rotura de la roca. Hoek, E. y Brown, E. [51] proponen la siguiente ecuación para describir la relación existente entre la resistencia a compresión uniaxial y el diámetro d de la probeta, para diámetros comprendidos entre 10 y 200 mm:

$$\sigma_c = \sigma_{c50} \left(\frac{50}{d} \right)^{0.18} \quad (52)$$

donde σ_{c50} corresponde a la resistencia uniaxial de compresión de una probeta de diámetro 50 [mm].

La velocidad de carga anteriormente mencionada, en la mayor parte de los ensayos de compresión uniaxial, puede modificarse ligeramente sin producir variaciones en los resultados. Sin embargo, en rocas tipo evaporíticas como la sal común y la silvinita, conviene realizar ensayos a velocidad de carga constante dentro de este rango, ya que estas rocas demuestran en gran medida el efecto “creep” de fluencia bajo carga constante y su resistencia depende del tiempo de duración del ensayo.

En este tipo de ensayos, luego que se alcanza la resistencia máxima no es posible observar el comportamiento de la probeta momentos después, ya que la rotura se ha producido de forma explosiva, en parte por la diferencia de rigideces entre la prensa y la probeta, lo cual produce una liberación rápida de la energía elástica almacenada en la prensa apenas sobrepasa la resistencia máxima de la roca, no pudiendo ser absorbida por ésta.

También se puede estimar el módulo elástico y el coeficiente de Poisson de la roca en este ensayo. Para esto es necesario medir las deformaciones axiales y laterales de la muestra durante el proceso de carga, a través de bandas extensométricas en cuatro sentidos, dos laterales y dos axiales, pegadas directamente en la muestra. El tramo de las curvas tensión-deformación axial y radial en donde se deben calcular dichos parámetros es en la recta comprendida entre el cierre de las microfisuras y el umbral de fisuración. Teóricamente este es el único tramo de los diagramas tensión-deformación axial y lateral. La pendiente de la primera recta es el módulo de deformación y la relación entre la pendiente de la segunda recta y la primera es el coeficiente de Poisson.

2.1.2. Ensayo de Carga Puntual o de Franklin

Cuando no se dispone de material competente para preparar muestras para el ensayo de compresión simple o el número de ensayos a realizar sea grande y se deban realizar “in situ” el ensayo de carga puntual puede sustituir al de compresión simple.

La prueba de carga puntual es un método apropiado para estimar la resistencia a la compresión para el diseño de taludes rocosos. El equipo es portátil y las pruebas se pueden realizar de forma rápida y económica en el campo, tanto en muestras de núcleos como en grumos. Debido a que la prueba de carga puntual proporciona un valor índice para la resistencia, la práctica habitual es calibrar los resultados con un número limitado de pruebas de compresión uniaxial en muestras de núcleo preparadas. El procedimiento de prueba consiste en colocar la muestra entre los platos y aplicar una carga con el gato hidráulico para romper la muestra en tensión [66]. Si P es la resistencia a la rotura de la carga puntual, entonces el índice de carga puntual, I_s está dado por:

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad (53)$$

donde D_e es el diámetro del núcleo equivalente, definido como:

$$D_e^2 = D^2 \quad (54)$$

O bien:

$$D_e^2 = \frac{4WD}{\pi} \quad (55)$$

donde W es el ancho de la muestra y D es la distancia entre los platos.

El término (WD) es el área de sección transversal mínima de una muestra de grumos para el plano a través de los puntos de contacto de la platina. El índice de resistencia de carga puntual de tamaño corregido $I_s(50)$ de una muestra de roca se define como el valor de I_s que se habría medido mediante una prueba diametral con $D = 50$ mm. Para las pruebas realizadas en muestras con dimensiones diferentes a 50 mm, los resultados se pueden estandarizar a un índice de resistencia de carga puntual corregido por tamaño aplicando un factor de corrección k_{PLT} de la siguiente manera:

$$I_{s(50)} = I_s k_{PLT} \quad (56)$$

El valor del factor de corrección de tamaño k_{PLT} se muestra en la Figura 2.26 (b) y viene dado por:

$$k_{PLT} = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0.45} \quad (57)$$

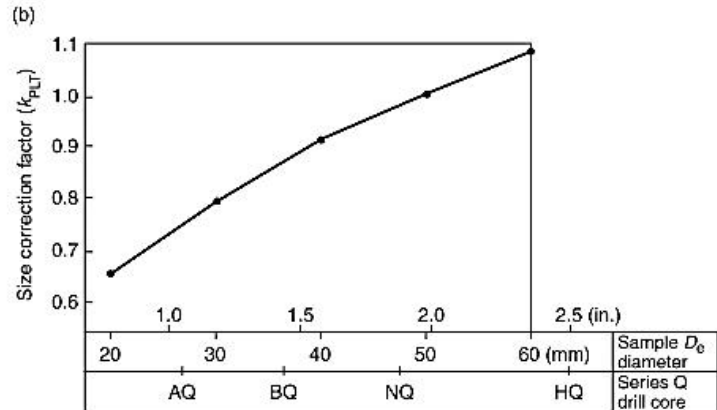
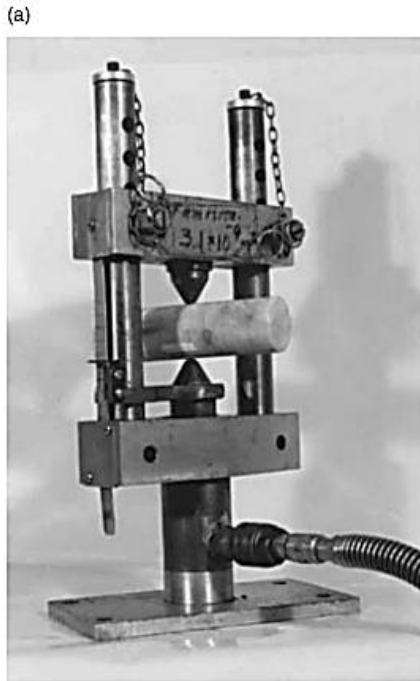


Figura 2.26 - Ensayo de carga puntual. [9]

En este ensayo la rotura de muestra se produce entre las dos puntas del aparato. Cuando las rocas son muy anisotrópicas, esto es, cuando contienen un gran número de superficies de debilidad, la orientación de ellas respecto al plano de rotura es de suma importancia. Para conseguir compatibilidad en los resultados de los ensayos realizados para un mismo tipo de roca es necesario que las discontinuidades se encuentren siempre en la misma posición respecto al eje que une las dos puntas del aparato.

Los resultados de la prueba de carga puntual no son aceptables si el plano de falla se encuentra parcialmente a lo largo de una fractura preexistente en la roca, o no coincide con la línea entre las placas. Para pruebas en roca débil donde las placas sangran la roca, los resultados de la prueba deben ajustarse midiendo la cantidad de muesca y corrigiendo la distancia D. Si no hay equipo disponible para medir la resistencia a la compresión, se pueden usar simples observaciones de campo para estimar la fuerza con suficiente precisión para la mayoría de los propósitos.

Se debe tener en cuenta la gran dispersión de los resultados en este tipo de ensayos, por lo que es preferible realizar muchos de ellos. Se ha encontrado, en promedio, que la resistencia a la compresión uniaxial es aproximadamente de 20 a 25 veces el índice de resistencia a la carga puntual. Sin embargo, las pruebas en muchos tipos diferentes de rocas muestran que la proporción puede variar entre 15 y 50, especialmente para rocas anisotrópicas. En consecuencia, los resultados más fiables se obtienen si se realizan pruebas de calibración uniaxial [16].

La clasificación de las rocas según su resistencia a la compresión uniaxial según la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM) es la siguiente [18]:

Tabla 2.16 – Clasificación de la roca según su clase y resistencia uniaxial. [24]

Clase (a)	Calificación de la roca según su resistencia	Resistencia uniaxial (MPa)	Índice de carga puntual (MPa)	Estimación en terreno de la resistencia	Ejemplos
R6	Extremadamente Resistente	> 250	> 10	Golpes de martillo geológico sólo causan descostramientos superficiales en la roca.	Basalto fresco, chert, diabasa, gneiss, granito, cuarcita.
R5	Muy Resistente	100 – 250	4 – 10	Un trozo de roca requiere varios golpes de martillo geológico para fracturarse.	Anfibolita, arenisca, basalto, gabro, gneiss, granodiorita, caliza, mármol, riolita, toba.
R4	Resistente	50 – 100	2 – 4	Un trozo de roca requiere más de un golpe con el martillo geológico para fracturarse.	Caliza, mármol, filitas, arenisca, esquistos, pizarras.
R3	Moderadamente Resistente	25 – 50	1 – 2	Un trozo de roca puede fracturarse con un único golpe del martillo geológico, pero no es posible descostrar la roca con un cortaplumas.	Arcillolita, carbón, concreto, esquistos, pizarras, limolitas.
R2	Débil	5 – 25	(b)	Un golpe con la punta del martillo geológico deja una indentación superficial. La roca puede ser descostrada con un cortaplumas pero con dificultad.	Creta, sal mineral, potasio.
R1	Muy Débil	1 – 5		La roca se disgrega al ser golpeada con la punta del martillo geológico. La roca puede ser descostrada con un cortaplumas.	Roca muy alterada o muy meteorizada.
R0	Extremadamente Débil	0,25 – 1		La roca puede ser indentada con la uña del pulgar.	Salbanda arcillosa dura.

2.1.3. Ensayo Triaxial

Este ensayo es imprescindible para estudiar la resistencia de las rocas sometidas a un estado triaxial de tensiones, que es la situación en que se encuentran con mayor frecuencia en las obras de ingeniería. Aunque por el nombre del ensayo se podría suponer que la roca se somete a tres tensiones principales distintas, en realidad no es así. Lo que se realiza normalmente es un ensayo biaxial en el cual las dos tensiones principales menores, es decir, σ_2 y σ_3 , son iguales [67].

Este ensayo se lleva a cabo en probetas cilíndricas que se preparan de manera similar a las utilizadas en los ensayos de compresión simple. La probeta se rodea de una camisa de goma y se

coloca dentro de una célula en la que se puede introducir líquido a presión, normalmente aceite o agua. La camisa tiene por objeto impedir el contacto de la roca con dicho líquido y debe ser suficientemente flexible para que la presión del líquido se transmita a la roca. La tensión axial principal, σ_1 , se ejerce sobre la probeta mediante dos cilindros de acero que pasan a través de la cara superior e inferior de la probeta. Habitualmente no se utilizan equipos de medición de presión de poro en este ensayo, ya que en la mayor parte de las rocas son poco porosas, por lo que las presiones intersticiales suelen tener poca importancia en ellas; dada la velocidad con que se aplica la tensión axial no hay tiempo, en general, para que la probeta drene completamente durante el ensayo, lo que puede producir un incremento de las presiones intersticiales. Las deformaciones axial y circunferencial de la muestra se suelen medir, a veces, mediante bandas extensométricas pegadas a la superficie de la probeta [67], como se observa en la Figura 2.27.

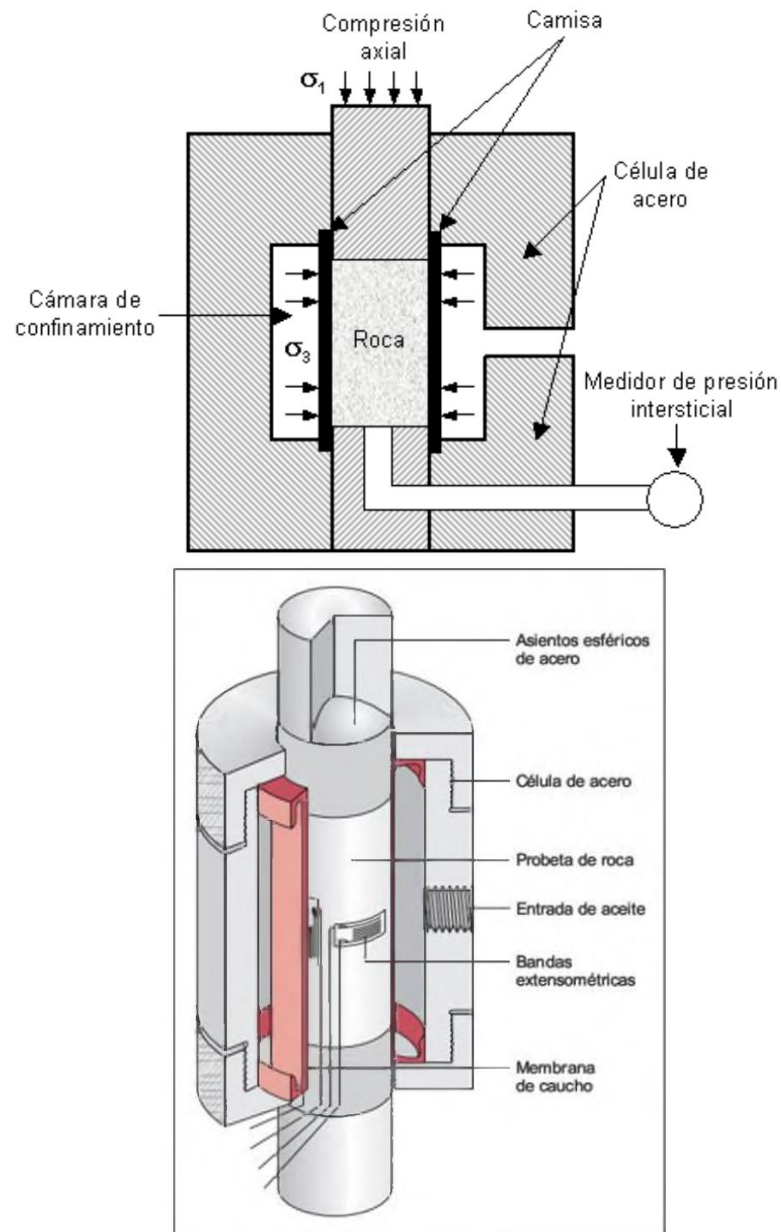


Figura 2.27 - Esquemas del ensayo triaxial. [16]

Para llevar a cabo los ensayos triaxiales, además de la célula es necesario una prensa convencional y una bomba capaz de generar la presión de confinamiento y mantenerla constante durante la prueba. En este tipo de ensayo es habitual aplicar, en primer lugar, la presión lateral de confinamiento, que se mantiene constante y, a continuación, ir subiendo la presión axial hasta que se produzca la rotura. Esta trayectoria de las tensiones no es, en la mayoría de los casos, la que tiene lugar en un macizo rocoso cuando se efectúa en él una excavación subterránea o a cielo abierto. Sin embargo, en el dominio elástico la trayectoria de tensiones no influye en el resultado final, es decir, la resistencia de la roca sometida a un estado triaxial de tensiones es independiente del camino que hayan seguido éstas para llegar a la rotura [68].

3. ESTADO DEL ARTE

Los taludes son las superficies inclinadas, con respecto a la horizontal, que adoptan permanente o provisionalmente las estructuras de tierra y/o roca. Estos presentan fallas tanto en un talud natural como en un talud artificial, por lo general se producen como consecuencia de excavaciones o socavaciones en el pie del talud.

Comúnmente, los taludes están constituidos por materiales heterogéneos cuyas propiedades y comportamientos son muy variables. Esta variabilidad, sumada a la eventual presencia de agua y a eventos sísmicos, hace que el estudio de estabilidad de taludes sea un problema que requiere dominio de las propiedades de los materiales y de los mecanismos de falla.

Las fallas de taludes son sistemáticamente responsables de grandes daños a la propiedad pública y privada, debido en la mayor parte de los casos a una inadecuada apreciación del problema integral. El creciente desarrollo de proyectos viales, mineros e inmobiliarios que involucran grandes cortes, excavaciones y rellenos, requieren por razones económicas de estudios técnicos cada vez más refinados, así como conocimientos más sólidos de las propiedades de suelos y rocas.

Hoy en día el análisis y diseño de taludes, así como también la prevención de deslizamientos de tierra, precisan no sólo del manejo de software y métodos analíticos de cálculo, sino que también una comprensión integral de los procesos que rigen el comportamiento geo mecánico de taludes. Aspectos fundamentales de geología y mecánica de rocas deben ser incorporados, así como también los métodos de exploración que se deben utilizar para la obtención de los parámetros representativos en el análisis de estabilidad de taludes.

3.1. Diseño de Taludes

Dentro de los métodos de diseño para taludes de roca se pueden encontrar principalmente dos grupos, el primero correspondiente a *métodos de equilibrio límite* y el segundo a *análisis numérico*, dependiendo el tipo de falla según las condiciones geológicas del talud en estudio.

El concepto principal de cualquier método de diseño es el cizallamiento o deformación de un macizo, pudiendo ocurrir de manera local o en un área que involucre una escala mayor en la cara del talud. La inestabilidad ocurre cuando la deformación generada por fuerzas que superan la resistencia de la roca resulta en un desplazamiento repentino o progresivo.

3.1.1. Análisis de Esfuerzos mediante Métodos de Equilibrio Límite

Uno de los criterios más utilizados para estimar la estabilidad de un talud es el *factor de seguridad* (FS), el cual se expresa como el cociente entre las fuerzas resistentes que impiden el desplazamiento de material rocoso y las fuerzas que promueven el desplazamiento, o fuerzas solicitantes:

$$FS = \frac{\sum \text{Fuerzas Resistentes}}{\sum \text{Fuerzas Solicitantes}} \quad (58)$$

La estabilidad es indicada cuando FS es igual o superior a 1, mientras que la inestabilidad queda definida en caso contrario. Esta metodología es conocida como *Método de Equilibrio Límite*.

Este análisis determinístico se realiza asumiendo una superficie de falla lineal y se utiliza comúnmente el criterio de Mohr, O.-Coulomb, C., mostrado en la Figura 3.1. Luego se realiza una sumatoria de fuerzas solicitantes y resistentes, considerando tanto el peso del material, la influencia del agua en caso de que exista, efectos vibratorios u otros. Los parámetros principales de diseño son el ángulo de inclinación y la altura del talud, además de los factores influyentes en ellos tales como la resistencia de la roca intacta, presiones intersticiales subterráneas, grado de meteorización superficial y la presencia de estructuras geológicas o familias de discontinuidades [69].

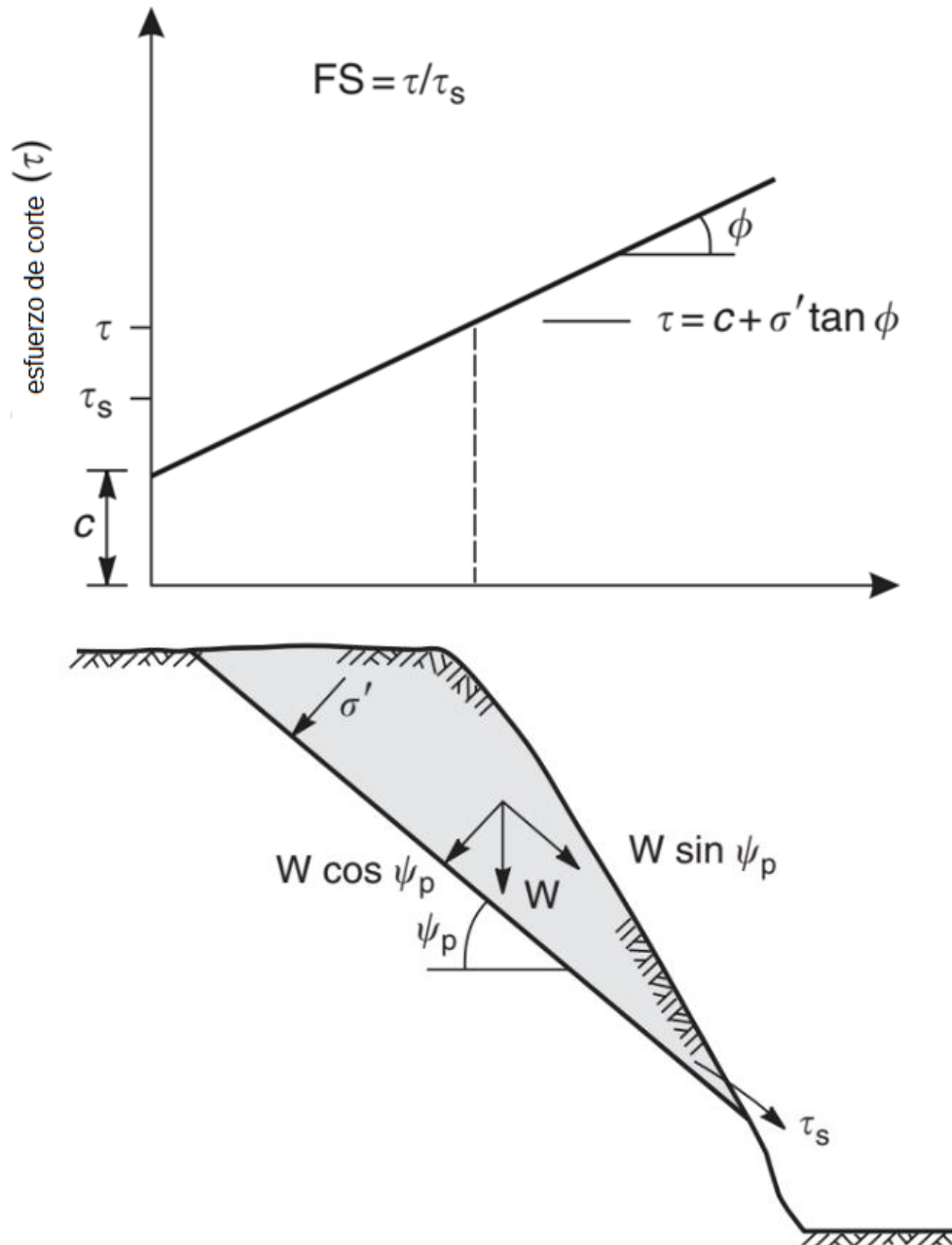


Figura 3.1: Envolvente de falla de Mohr-Coulomb, que depende de la cohesión y el ángulo de fricción, y el diagrama de fuerzas de un bloque según el plano de deslizamiento. [9].

El diseño de taludes en minería como en la ingeniería civil se centra en la estabilidad de bloques de roca generados por la presencia de discontinuidades que, bajo condiciones superficiales, en general, presenta esfuerzos bastante menores a la resistencia de la roca intacta [9]. Para ello se emplean análisis cinemáticos de mecanismos de falla, empleando métodos analíticos mediante redes estereográficas para poder identificar posibles fallas en el talud. Dentro de los principales mecanismos de falla a considerar son la falla plana, falla por cuña y falla por volcamiento, entre otros Tabla 3.1.

Tabla 3.1 – Tipos de falla según su forma y definición. [16]

Tipo de falla	Forma	Definición
Desprendimientos	Caída libre	Desprendimiento repentino de uno o más bloques de suelo o roca que descienden en caída libre.
	Volcadura	Caída de un bloque de roca con respecto a un pivote ubicado debajo de su centro de gravedad.
Derrumbes	Planar	Movimiento lento o rápido de un bloque de suelo o roca a lo largo de una superficie de falla plana.
	Rotacional	Movimiento relativamente lento de una masa de suelo, roca o una combinación de los dos a lo largo de una superficie curva de falla bien definida.
	Desparramamiento lateral	Movimiento de diferentes bloques de suelo con desplazamientos distintos.
	Deslizamiento de escombros	Mezcla de suelo y pedazos de roca moviéndose a lo largo de una superficie de roca planar.
Avalanchas	De roca o escombros	Movimiento rápido de una masa incoherente de escombros de roca o suelo-roca donde no se distingue la estructura original del material.
Flujo	De escombros	Suelo o suelo-roca moviéndose como un fluido viscoso, desplazándose usualmente hasta distancias mucho mayores de la falla. Usualmente originado por exceso de presiones de poros.
Repteo		Movimiento lento e imperceptible talud abajo de una masa de suelo o suelo-roca

3.1.1.1. Análisis de Falla Plana

El autor Wyllie, D.[9] define una falla plana como aquella en la cual el deslizamiento de una masa de roca ocurre a lo largo del plano de una discontinuidad. No son consideradas un tipo de falla común debido a su particular condición geométrica que debe cumplirse para que ocurra.

Las condiciones de falla plana consisten en un paralelismo entre el rumbo de la estructura geológica y la cara del talud, pudiendo haber una tolerancia máxima de 20°. Además, el manto de la discontinuidad debe ser mayor al ángulo de fricción de la roca y menor al manto de la cara del talud. Por otro lado, la superficie de deslizamiento debe interceptar la zona superior del talud o conectar con ella mediante la formación de una grieta de tensión. Finalmente, deben existir superficies laterales que limiten una masa de roca con probabilidad de deslizamiento. Estas superficies deben presentar una baja resistencia al deslizamiento posible del bloque generado [9], como se observa en la Figura 3.2.

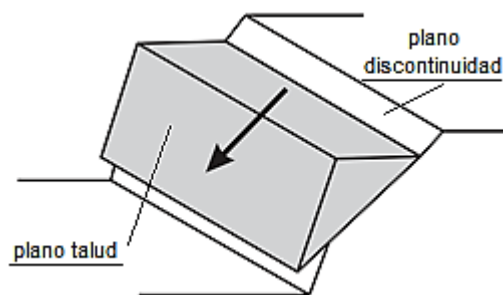


Figura 3.2: Desplazamiento en condición de falla plana.[9]

3.1.1.2. Análisis de Falla por Cuña

Esta falla consiste en la rotura cuyo deslizamiento está controlado por dos o más planos de discontinuidad que forman una cuña o bloque de roca con potencial riesgo a desprendimiento en caída libre. Corresponde a uno de los tipos de falla más comunes debido a que sus condiciones de deslizamiento se pueden cumplir en un rango de condiciones geométricas y geológicas mucho mayores que el caso anterior de falla plana [9].

Para que una falla por cuña ocurra se deben cumplir dos condiciones: las estructuras que conforman el bloque de roca con peligro de deslizamiento deben tener un rumbo distinto al de la cara del talud y la línea de intersección de estas estructuras debe tener un mayor manteo al ángulo de fricción de la roca y menor a la inclinación de la cara del talud como se muestra en la Figura 3.3.

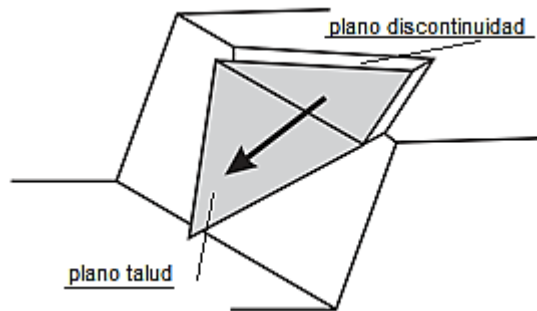


Figura 3.3: Desplazamiento en condiciones de falla por cuña [9]

3.1.1.3. Análisis de Falla por Volcamiento

La falla por volcamiento presenta diferencias considerables respecto a los mecanismos de falla descritos anteriormente. Mientras que la falla de tipo plana y de tipo cuña ocurren a través de una superficie existente o inducida, la falla por volcamiento consiste en la rotación de columnas o bloques de roca desde una base fija. Sin embargo, el análisis de este tipo de falla puede ser realizado de forma similar a los casos vistos anteriormente, en base a un estudio cinemático de ciertas condiciones a cumplir.

Los autores Goodman, R. y Bray, J. [70] reconocen dos tipos de falla por volcamiento, principalmente: por flexión y de bloques. La falla por volcamiento por flexión involucra una sucesión de columnas continuas de roca separadas por discontinuidades de alta inclinación, las cuales generan una rotura por flexión al inclinarse hacia adelante. Por otro lado, el volcamiento de bloques involucra columnas de roca, generalmente de alta competencia, formadas por discontinuidades de elevada inclinación y un segundo set de estructuras ortogonales a las primeras, que definen la altura de las columnas, el colapso es generado producto del deslizamiento de las columnas de menor altura ubicadas en la parte de adelante del talud, al ser empujadas por las columnas de mayor tamaño ubicadas detrás de ellas, como lo muestra la Figura 3.4.

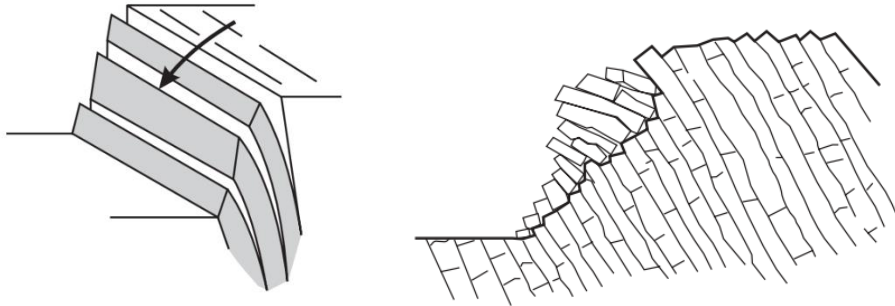


Figura 3.4: Desplazamiento en condiciones de falla por volcamiento y por bloques. [9]

Se deben cumplir tres condiciones básicas para la ocurrencia de falla por volcamiento, las cuales involucran la geometría de los bloques o columnas de roca, la alineación de estos y el deslizamiento entre los contactos de los bloques o columnas [9]. Respecto a la geometría, se debe cumplir que el ángulo de inclinación del plano base que soporta las columnas o los bloques debe ser menor al ángulo de fricción interna de la roca. La alineación hace referencia a que las columnas deben tener una orientación aproximadamente paralela a la cara del talud, considerando un rango de $\pm 20^\circ$. Finalmente, el desplazamiento entre los bloques se enfoca en determinar si los esfuerzos normales permiten el deslizamiento entre bloques.

3.1.2. Análisis de Esfuerzos mediante Modelamiento Numérico

Los métodos numéricos permiten representar una aproximación de la realidad de manera simplificada a través de una formulación matemática y una sucesión de operaciones numéricas de resolución de ecuaciones diferenciales, las cuales pueden ser resueltas de forma matricial, proceso útil en situaciones donde el resultado exacto de la ecuación no puede ser calculado analíticamente, lo que sucede en la mayoría de los casos reales, y se obtiene una solución aproximada. Los métodos de modelamiento numérico usan esta base para simular el comportamiento del medio en estudio.

El material rocoso es un material geológico natural que consta de diferentes minerales. Es discontinuo, anisotrópico, no homogéneo, inelástico y contiene numerosas zonas orientadas al azar de inicio de falla potencial. Estas zonas pueden ser grietas iniciales, defectos, caries u otros defectos naturales [71]. Debido a la naturaleza irregular del material rocoso, la predicción de su comportamiento siempre ha sido un desafío. La mecánica de rocas desarrollada principalmente para el diseño de estructuras de ingeniería de rocas contempla hoy un amplio espectro de diferentes enfoques de modelado para muchos problemas de mecánica de rocas. Eso incluye los enfoques basados en las experiencias anteriores, modelos matemáticos simplificados que se pueden resolver analíticamente (por ejemplo, el método Bishop para estabilidad de taludes) o sistemas de clasificación de rocas. Este último encontró un gran número de aplicaciones en varios tipos de proyectos de ingeniería como el diseño y construcción de excavaciones en roca. Existen varios sistemas de clasificación de macizos rocosos, incluidas las clasificaciones RMR, Q y GSI que se utilizan para estimar las propiedades del macizo rocoso [30], [34], [37].

La falta de información es un hecho común en la mecánica de rocas y el diseño de ingeniería de manera que los enfoques empíricos (incluido el sistema de clasificación) también se utilizan de manera frecuente. El desarrollo de computadores ha significado una gran contribución al avance de la mecánica de rocas, aliviando el cómputo de ecuaciones parciales usadas hoy en día.

El modelamiento numérico para el análisis de problemas de macizos rocosos debe incluir la posibilidad de descripción del comportamiento de la roca mediante el modelo de material relevante y el mecanismo de fractura, la presencia de las grietas preexistentes, el estado de tensión preexistente, la heterogeneidad y la anisotropía, así como un comportamiento dependiente del tiempo causado por fluencia y deformación plástica [72].

En la actualidad, los métodos de modelamiento usados en ingeniería pueden ser agrupados en dos categorías: continuos y discretos. En aquellos que son de tipo continuo, el dominio de interés no puede ser separado, preservando continuidad entre puntos. Por otro lado, en aquellos de tipo discreto, el dominio es separado individualmente en elementos continuos que interactúan entre ellos. Modelos del tipo discreto suelen ser usados en estudios de movimientos de cuerpos rígidos, mientras que los modelos del tipo continuo privilegian el estudio de deformación de sistemas [71]. En la Tabla 3.2 se resumen los métodos continuos y discretos más utilizados en mecánica de rocas.

Tabla 3.2: Métodos de modelamiento comunes y sus siglas en inglés. [71].

Métodos Continuos	Método de diferencias finitas	FDM
	Métodos de volúmenes finitos	FVM
	Métodos de elementos finitos	FEM
	Método de elementos de borde	BEM
Métodos Discretos	Métodos de elementos discretos	DEM
	Métodos de redes discretas de fracturas	DFN

3.1.2.1. Método de Elementos Finitos

El método de elementos finitos (FEM) se origina en principios de la década de 1960. Fue desarrollado como una alternativa a la técnica de diferencias finitas para la solución numérica de concentración de tensiones en la mecánica de rocas y fue el primer procedimiento numérico que fue capaz de dar cuenta de las heterogeneidades de los materiales, no linealidades, geometrías complejas y condiciones de contorno. Debido a esto, FEM se convirtió inmediatamente en el análisis numérico más aplicado en mecánica de rocas, especialmente porque el método de diferencias finitas (FDM) en ese momento estaba limitado solo a cuadrículas regulares [72].

El FEM se ha estado desarrollando aún más durante los años, y hoy sigue siendo el método numérico más aplicado para muchas rocas y simulaciones mecánicas en suelos de comportamiento no lineales, tiempo-dependientes y comportamiento anisotrópico [60].

El FEM es una herramienta numérica para encontrar soluciones aproximadas a los problemas de valores de frontera para ecuaciones diferenciales. El principio general es dividir el dominio del problema en subdominios más pequeños llamados elementos finitos, hacer la aproximación local dentro de cada elemento finito, realizar el ensamblaje de elementos finitos y encontrar la solución de la ecuación matricial global. Más precisamente, la función desconocida (generalmente función de desplazamiento) debe aproximarse con una función de prueba de los valores nodales en forma polinomial, donde la integración numérica se realiza en cada elemento en puntos de cuadratura gaussiana. Una vez realizado el ensamblaje de elementos finitos, se obtiene el sistema algebraico de ecuaciones a nivel global. [73]

Con una subdivisión interconectada, los desplazamientos de los nodos se transforman en las incógnitas fundamentales de un problema. Conocidas las coordenadas de cada nodo, se genera un conjunto de funciones que definen la deformación de cada elemento en función del desplazamiento de sus nodos de la forma presentada en la ecuación (59), conocida como ecuación de equilibrio:

$$K\Delta U = P - F \quad (59)$$

donde

K corresponde a una matriz de rigidez que se define con las propiedades del material de cada elemento

ΔU es el vector de desplazamientos nodales que se busca encontrar

P es el vector de cargas aplicadas y

F es el vector de fuerzas internas.

Esta forma matricial es desarrollada de manera iterativa, donde en las primeras iteraciones se tiene un desbalance del segundo miembro P-F elevado, el cual se va reduciendo con el transcurso de las iteraciones, hasta alcanzar cierto umbral o tolerancia que determine la detención del proceso [71].

Con este procedimiento el desplazamiento de cualquier punto de la estructura inicial se define por los desplazamientos de los nodos del elemento al cual pertenece dicho punto. Es por ello por lo que se definen funciones de interpolación o de forma, que permiten calcular un valor de cualquier desplazamiento interior del elemento a partir de los valores obtenidos en los nodos de dicho elemento [71]. Considerando un análisis de elasticidad plana en dos dimensiones, un punto cualquiera de un elemento tiene un desplazamiento definido por un vector u , cuyas componentes son [74]:

$$u = \begin{Bmatrix} u(x, y) \\ v(x, y) \end{Bmatrix} \quad (60)$$

Luego, los nodos pertenecientes al vector u forman un vector denominado δ , definido como:

$$\delta = [U_1 \ V_1 \ U_2 \ V_2 \ \dots \ U_n \ V_n]^T \quad (61)$$

El sentido físico de los vectores de las ecuaciones (60) y (61) se muestra en la Figura 3.5:

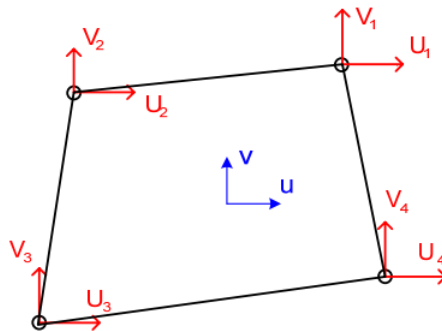


Figura 3.5: Deformación en un elemento finito. [73].

De este modo, el campo de deformaciones al interior de un elemento finito se aproxima mediante la hipótesis de interpolación, a través de la ecuación (62) y su expresión matricial en la ecuación (63), respectivamente:

$$u = \sum N_i U_i \quad v = \sum N_i V_i \quad (62)$$

$$u = N\delta \quad (63)$$

donde

N: funciones de interpolación las cuales usualmente corresponden a polinomios.

En general, las interpolaciones lineales resultan aceptables, sin embargo, el grado del polinomio interpolado depende del tipo de elemento utilizado. Elementos triangulares de 3 nodos o cuadriláteros de 4 nodos utilizan polinomios lineales, mientras que triángulos de 6 nodos y cuadriláteros de 8 nodos generan polinomios de interpolación cuadrática. Cabe destacar que una función de interpolación queda definida únicamente para un elemento, dando nula en el exterior de dicho elemento [74].

El movimiento de un cuerpo es estimado mediante transferencia de fuerzas y momentos a través de elementos conectados por un nodo en común definiendo resultados de esfuerzos y estado de deformación en nodos [73]. La capacidad de comunicación mediante nodos comunes caracteriza la respuesta del material y un posible movimiento. Este concepto se muestra en la Figura 3.6:



Figura 3.6: Comunicación a través de nodos.[73]

Existen muchos softwares computacionales para el modelamiento y el estudio de estructuras mediante el método de elementos finitos. En el área de la mecánica de rocas y geotecnia, *Rocscience* presenta una variedad de ofertas de herramientas, por ejemplo, la herramienta *RS2, Rock and Soil 2D*, cuyo campo de aplicación abarca un amplio espectro de opciones, tanto en suelos como en roca [10]. Una de sus principales características es la aplicación de la técnica *Shear Strength Reduction (SSR)* en el estudio de estabilidad de taludes, tanto en suelo como en roca [60], [73]. Esta técnica, como su nombre lo indica, se basa en un proceso iterativo en el que los parámetros de resistencia de roca se van reduciendo mediante un factor hasta que el modelo se vuelve inestable, el factor de reducción se conoce como *SRF (Shear Reduction Factor)*[10]:

- Se reduce la resistencia inicial de la roca por un factor equivalente al *SRF*.
- Para la nueva curva obtenida, se determinan los parámetros de roca que se ajustan a esta reducción, generando un nuevo modelo de resistencia al corte.
- El nuevo modelo creado es sometido a análisis convencional de elementos finitos.

El proceso se detiene cuando las soluciones matemáticas no convergen, es decir, cuando los desplazamientos en los nodos se vuelven muy altos con respecto al paso anterior y no existe una distribución de esfuerzos que se ajuste al criterio de resistencia o cuando se supera el máximo de iteraciones permitidas definidas por el usuario antes de llegar a una solución convergente, según la tolerancia definida. Al llegar a este punto el proceso se detiene, lo que se considera como el colapso del talud. En este punto se define el factor de reducción crítico al cual el modelo falla, cuya

interpretación es similar al factor de seguridad, pudiendo hacer uso de ambos términos para referirse al mismo resultado [60], [72], [73].

En la Figura 3.7 se muestra la interpretación geométrica de la reducción de resistencia en el criterio generalizado de Hoek, E. & Brown, E.

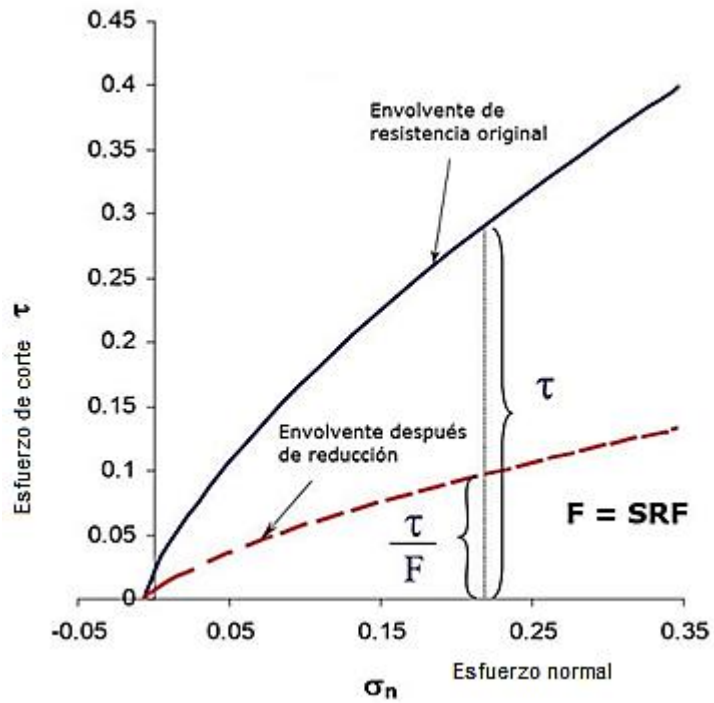


Figura 3.7 – Interpretación de Strength Reduction Factor (SRF) [10].

4. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

El trabajo de título se divide en dos partes o etapas principales, cada una enumerando actividades específicas. La primera etapa involucra un estudio previo de la calificación del macizo rocoso a analizar, su caracterización y modelamiento conceptual. En esta etapa se investiga en detalle la composición geológica de la zona en estudio, además de todos los datos previos de los cuales se pueda recopilar información inicial para luego construir el modelo correspondiente al criterio de rotura de Hoek, E y Brown, E. [38]

Para esto se recurrirá al banco de datos de los softwares *RocProp* y *RocData* de *RocScience* [75], además de la literatura específica.

La segunda etapa contempla la implementación y construcción del modelo en estudio y análisis de resultados, se aplica una simulación bidimensional para simplificar las mediciones en terreno y los tiempos de cálculo [10]. Para la falla masiva del talud, se aplica el criterio de falla no lineal y los métodos gráficos, donde la envolvente de falla viene definida por parámetros propios de la caracterización del macizo rocoso en estudio, como el índice GSI[26] y RQD [32] y sus correspondientes ajustes [76], [77]. Se analizan los resultados y se concluye respecto de ellos. El flujo de trabajo en esta parte se resume en la Figura 4.1.

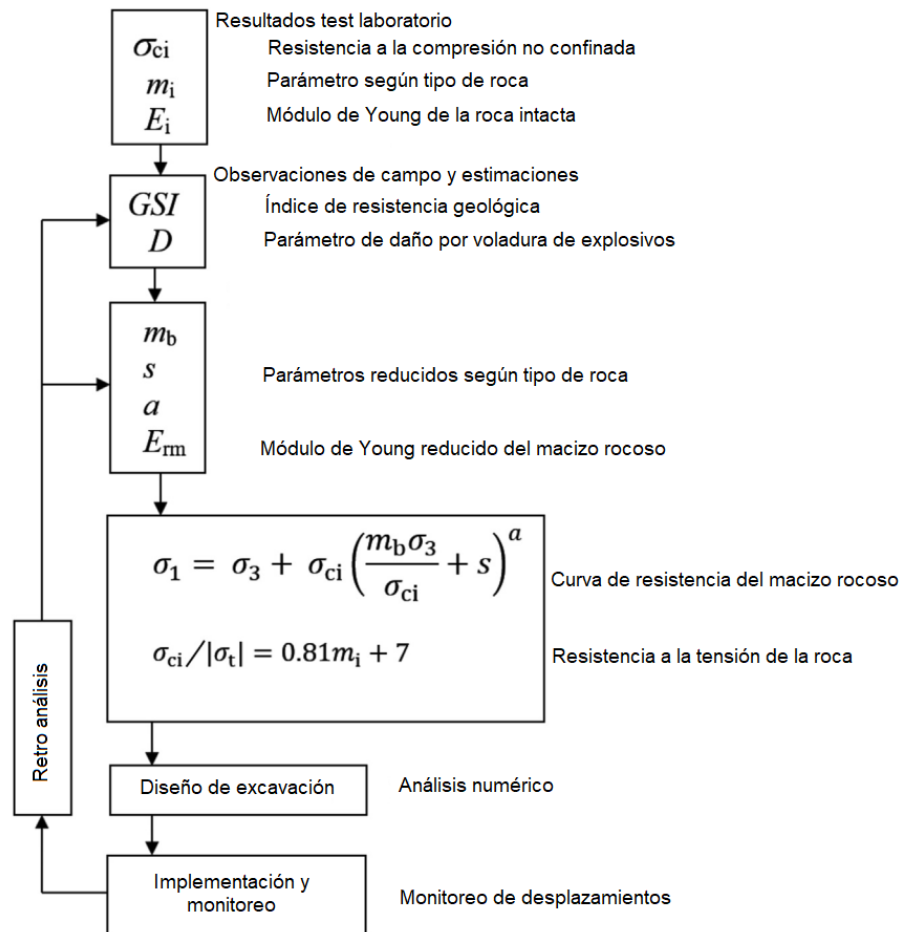


Figura 4.1 – Flujo de trabajo en el método Hoek, E. & Brown, E. [76]

4.1. Definición de Zona de Estudio

El estudio se realiza en torno a dos taludes de roca ubicados en la comuna de Cisnes, en la provincia de Aysén, Región de Aysén del General Carlos Ibáñez del Campo, en la Patagonia occidental mostrado en la Figura 4.2.

Los casos de estudio se encuentran emplazados en ambos costados de la Ruta 7, Carretera Austral, la cual consta de una calzada bidireccional de dos pistas.

En cuanto a la geología del lugar, los taludes se emplazan en la Cordillera Patagónica y la conforman principalmente granodioritas, dioritas, gabros y tonalitas (Mioceno entre 6 y 18 millones de años).

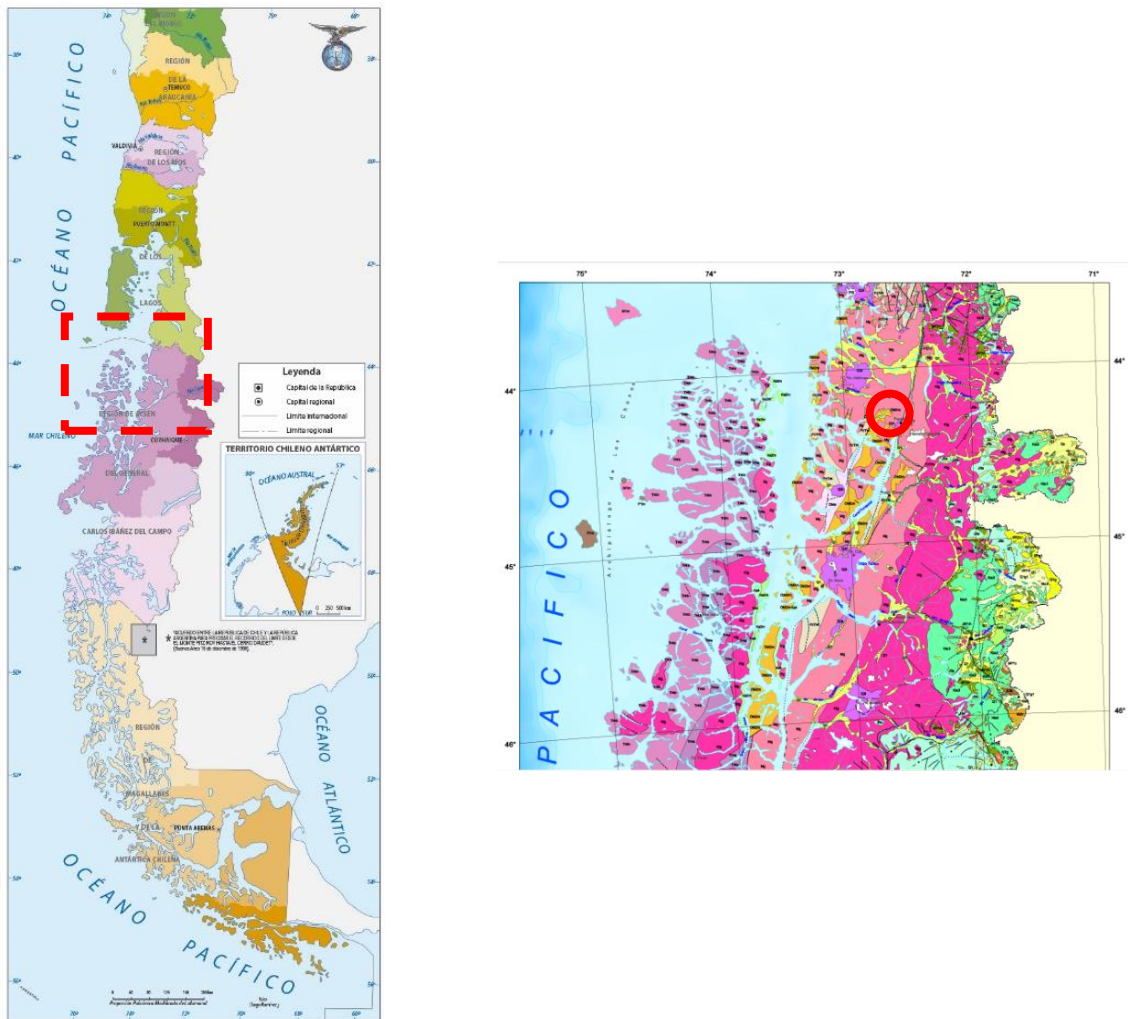


Figura 4.2 – Zona tentativa de estudio y Mapa geológico de la región. [78]

La zona donde se emplazan ambos taludes en estudio se muestra en la Figura 4.3.



Figura 4.3 – Emplazamiento taludes en zona estudio. [79]

4.2. Identificación y Modelamiento de Casos de estudio

Ambos taludes para modelar se encuentran uno frente al otro, siendo parte de un sector con aparentes condiciones similares en cuanto a características geológicas, como se observa en la Figura 4.4.

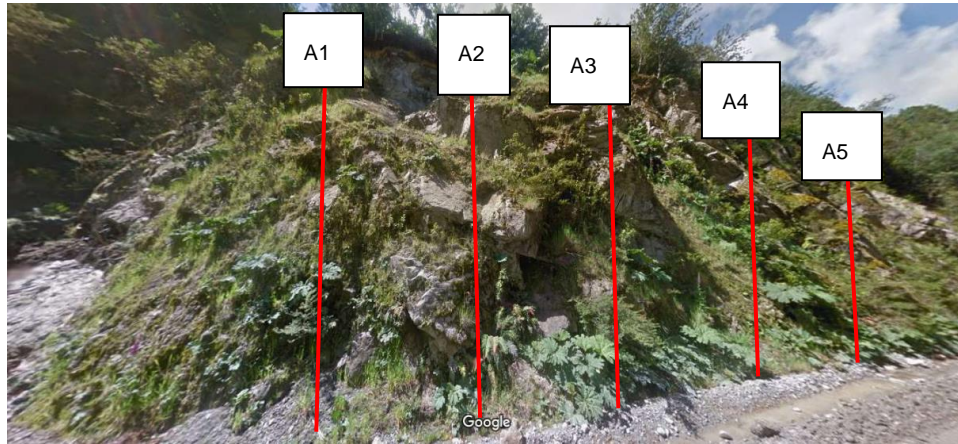


Figura 4.4 – Casos de estudio. (a) Talud A, (b) Talud B. [79]

El estudio se realiza a través de un modelo bidimensional, lo que permite una simplificación del modelo a construir. Por lo tanto, el modelo representa los casos de estudio a través de perfiles

con medidas de altura y ancho, mientras que la dimensión de longitud del talud se expresa a través de la sucesión de diferentes perfiles, los que permitan cubrir el área de estudio.

(a)



(b)

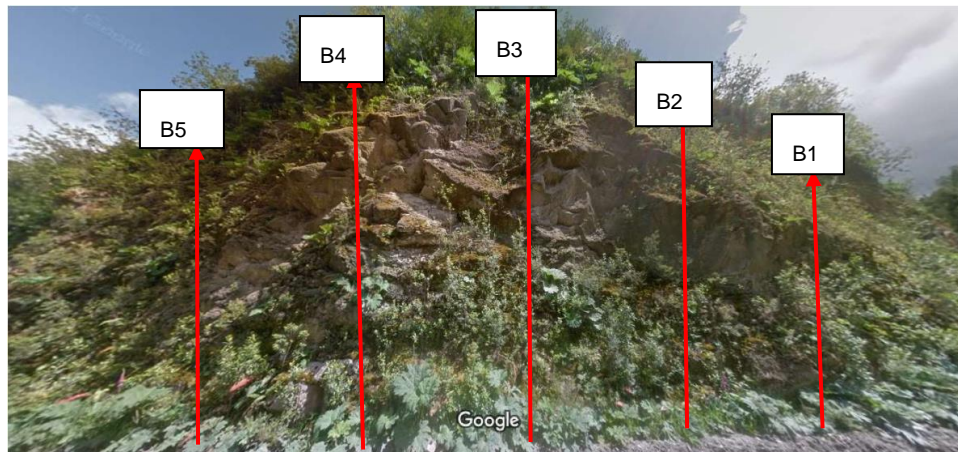


Figura 4.5– (a) Talud A. (b) Talud B. [79]

Se define la geometría principal para cada talud, considerando su altura aproximada, inclinación principal y posterior, ancho de calzada y profundidad promedio. De esta forma, se estiman las dimensiones de los perfiles para cada talud en estudio, enumerando los perfiles en dirección Norte-Sur, como se muestra en la Figura 4.5. Obtenida la geometría principal de altura e inclinación de la pared de cada talud, se estima el ancho de la cara mediante trigonometría.

Cabe destacar que, debido a la inaccesibilidad a la parte superior de ambos taludes, la zona posterior a la cresta de éstos se debe asumir, de acuerdo con lo observado a través de Google Earth

[80], se estima una superficie de pendiente de 20° y 18°, para los taludes A y B, respectivamente. Los resultados obtenidos de la geometría se muestran en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 – Medidas principales estimadas para cada talud.

PERFIL	Alto [m]	Ancho [m]	Θ_1 [°]	Θ_2 [°]
A-1	32	11.6	70	20
A-2	30.1	11.6	69	22
A-3	27.2	11.6	67	24
A-4	28.2	11.6	68	23
A-5	30.4	11.6	69	21
B-1	23.8	5.8	76	11
B-2	26	5.8	77	13
B-3	30	5.8	79	18
B-4	27.6	5.8	78	15
B-5	24.6	5.8	77	12

Definidas las medidas principales de los perfiles, se crean los modelos de ambos casos de estudio, para lo cual se incluye el trazado de la Carretera Austral a los pies del talud, además de las bermas de seguridad a ambos costados. De acuerdo con las especificaciones del Manual de Carreteras [81], el ancho total de la vía consta de dos pistas de 3.5m de ancho y dos bermas de seguridad de 1m de ancho, dando un resultado de 9m, ajustado a 10m para cada modelo.

En la Figura 4.6 y Figura 4.7 se observa una vista isométrica de los resultados de la tabla anterior para alto, ancho e inclinación de cada perfil.

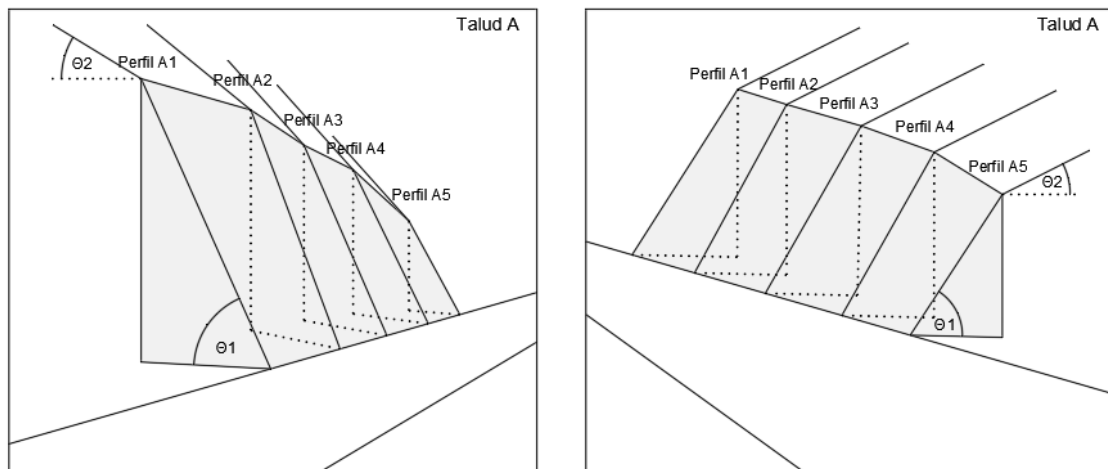


Figura 4.6 – Vista isométrica del Talud A – Elaboración propia.

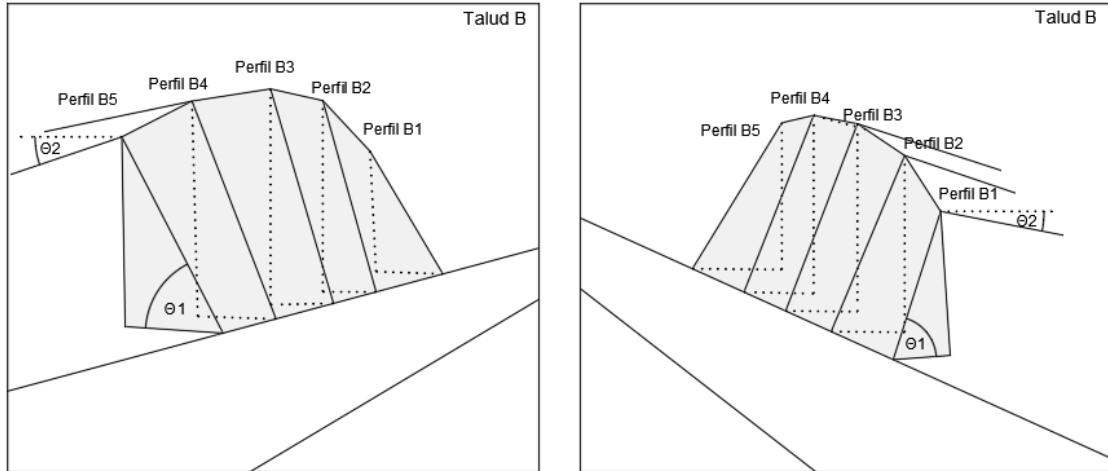


Figura 4.7 – Vista isométrica del Talud B – Elaboración propia.

4.3. Propiedades de la Matriz Rocosa

Precisada la geometría de los modelos, se establecen las características del material rocoso que compone cada talud. Para efectos de este trabajo, se caracteriza un tipo de material rocoso para la matriz de cada caso de estudio, datos resumidos más adelante en la Tabla 4.2, sin embargo, gran parte de las propiedades mecánicas y elásticas permanecen similares para ambos casos. Esto se justifica bajo el supuesto de condiciones geológicas análogas en el área circundante a la zona en estudio, según la bibliografía revisada en el software *RSDData* [75] y la génesis de cada batolito según el lugar de origen de cada ensayo triaxial [75]

4.3.1. Ensayos Triaxiales

Dentro del tipo de roca ígnea intrusiva que constituyen al batolito patagónico se encuentran principalmente el *granito* y la *granodiorita*. Para ambos casos de estudio se considera el *granito* como principal mineral componente del macizo rocoso.

De un total de 12 ensayos triaxiales correspondientes al tipo de roca granito dentro de la bibliografía del software *RSDData* [75] se consideraron dos ensayos, uno perteneciente a una mina de granito Blackingstone en Dartmoor, al sur de Australia y el otro ensayo a una mina de granito Westerly en Westerly, Rhode Island, Estados Unidos, como se observa en la Tabla 4.2 y en la Figura 4.8.

Tabla 4.2 – Propiedades de ensayos triaxiales en la bibliografía de RSData elegidos para cada Talud. [75]

Información Ensayos Triaxiales		
	Talud A	Talud B
ID Ensayo	805	758
País	Australia	EE.UU
Región	Australia y Oceanía	Norte America
Ciudad	Dartmoor, Victoria	Westerly, Rhode Island
Latitud	-37°	41°
Longitud	141°	-71°
Nombre roca	Granito Blackingstone	Granito Westerly
Tipo Referencia	Publicación	Conferencia
Autor	Franklin, J.A & Hoek, E.	Bauer, S.J. & Johnson, B.
Título	Developments in traxial testing technique	Effects of Slow Uniform Heating on Physical Properties of granite
Nombre publicación	Rock Mechanics	Symposium on Rock Mechanics
Año	1970	1979
Número de puntos	48	6
Resistencia		
Resistencia Compresión uniaxial [Mpa]	194.487	184.388
Esfuerzo tensional [Mpa]	8.159	6.597
Hoek & Brown mi	23.837	27.949

La Figura 4.8 muestra la ubicación de los granitos mencionados para los ensayos triaxiales para cada talud A y B.

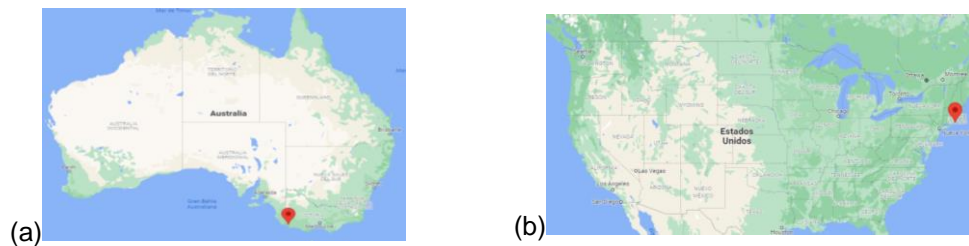


Figura 4.8 – Ubicación de origen de granitos de cada ensayo triaxial. (a) Australia, (b) EE. UU. [79]

Ambos yacimientos se emplazan en batolitos con similares características y arcos etarios, observados en la Figura 4.9 y Figura 4.10. El conjunto de puntos de cada ensayo se incluye en el Apéndice de este trabajo de investigación.

La Figura 4.9 y Figura 4.10 muestran los mapas geológicos de Australia y Estados Unidos, respectivamente.

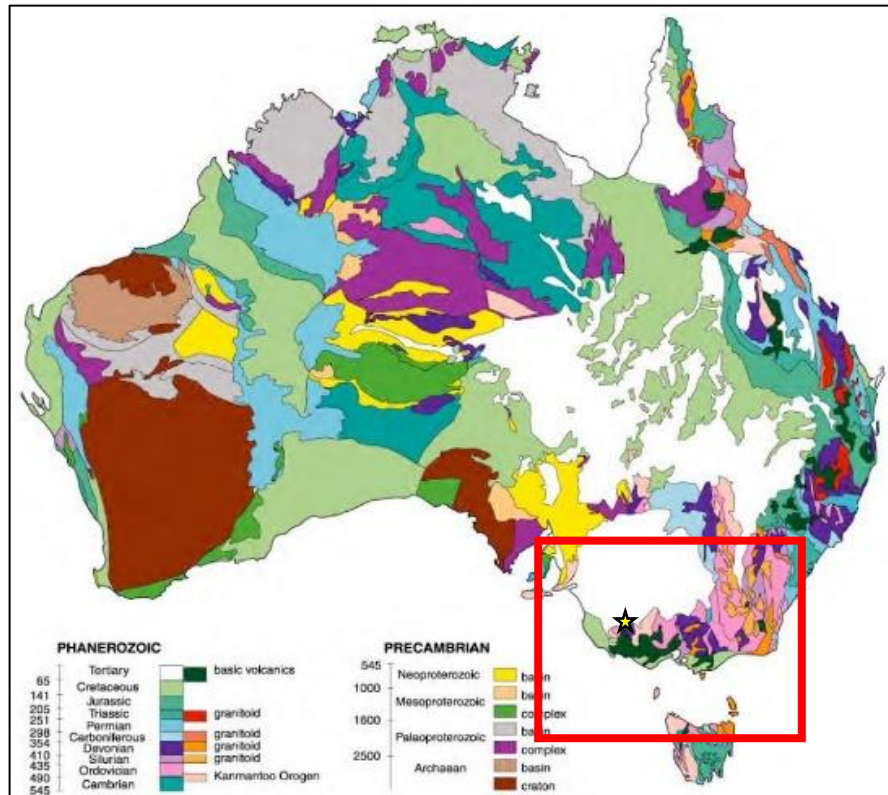


Figura 4.9 – Mapa geológico de Australia. Batolito del arco Cretácico, entre 65 y 141 [MA]. [82]

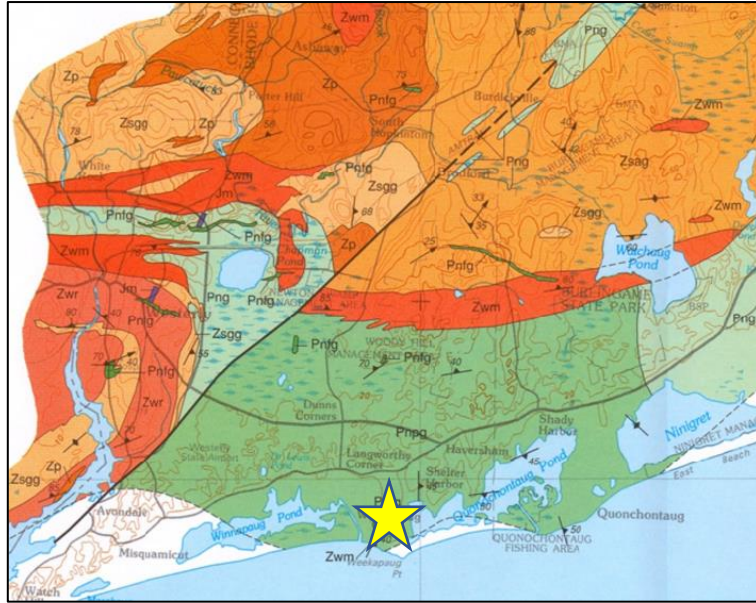


Figura 4.10 – Mapa geológico del estado de Rhode Island. [83]

4.3.2. Constitutiva de la Roca Intacta

Obtenidos los ensayos triaxiales para cada caso de estudio, se analizan en el software *RocData* y se aplica una calibración de ajuste de curva según el método *Levenberg-Marquardt* en ambos ensayos. Para el primer ensayo triaxial en el Talud A se cuenta con 48 puntos, para el caso del Talud B, el ensayo consta de 6 puntos.

Los parámetros de caracterización más importantes que se obtienen de los ensayos triaxiales son σ_{ci} , compresión uniaxial de la muestra y m_i , parámetro según tipo de roca. Estos parámetros son utilizados para la aplicación del criterio de Hoek, E. & Brown, E. y la caracterización de los macizos rocosos.

4.3.2.1. Roca Intacta Talud A

La Figura 4.11 muestra la nube de puntos del ensayo triaxial en el talud A y el ajuste de curva según el método *Levenberg-Marquardt* en la muestra de roca intacta.

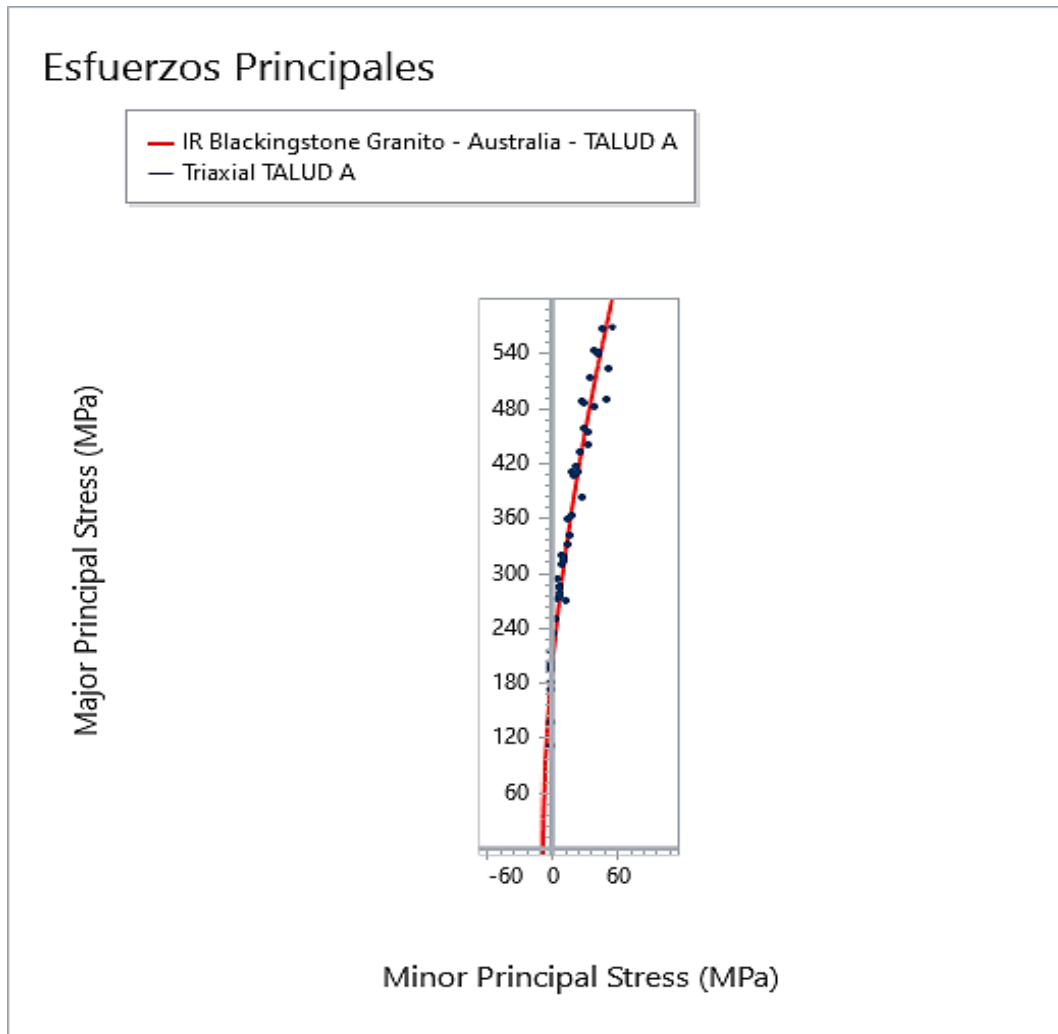


Figura 4.11 – Gráfica de Esfuerzos Principales y la Curva de Ajuste de la Roca Intacta en el Talud A [75]

En la Figura 4.12 se observa la gráfica de los círculos de Mohr según los esfuerzos normal y de corte para cada par de puntos del ensayo triaxial.

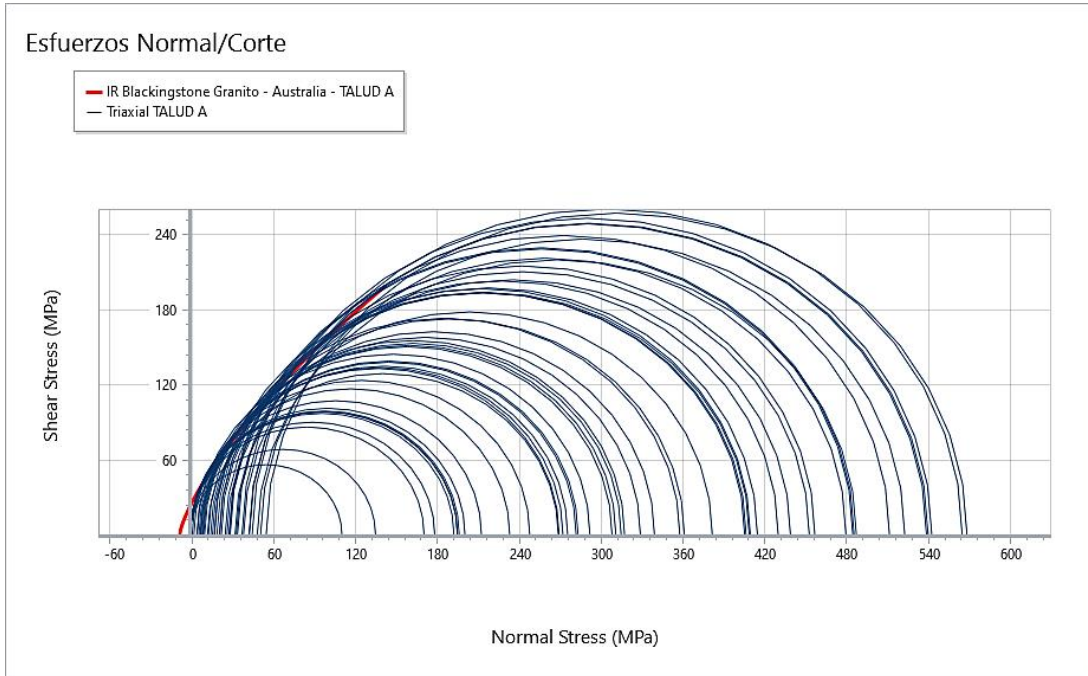


Figura 4.12 – Gráfica de Esfuerzos Normal/Corte y cada una de las envolventes de falla de Mohr de la Roca Intacta en el Talud A [75]

En la Figura 4.13 se observan tanto la curva de ajuste de Hoek, E.& Brown, E. como la curva de Mohr, O.-Coulomb, C. para la roca intacta en el talud A.

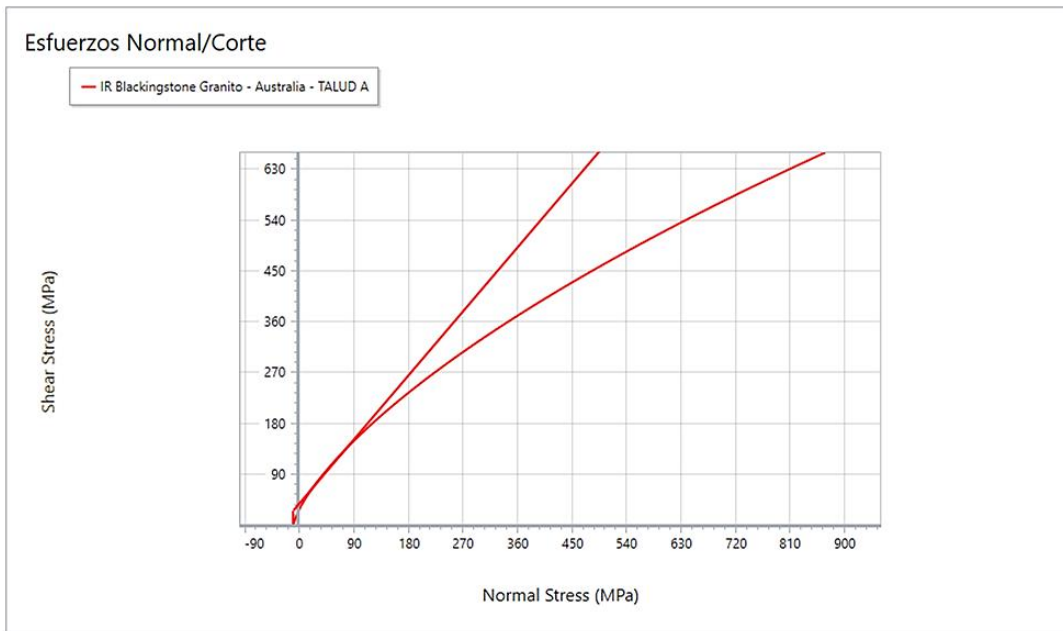


Figura 4.13 – Curva de comportamiento de Hoek & Brown y curva de ajuste Mohr-Coulomb Talud A.[75]

Este ajuste de Mohr Coulomb a la curva envolvente de Hoek, E. & Brown, E. permite obtener valores de tensión en la roca y cohesión, en un intervalo de $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_{3_m\acute{a}x}$ definido por Hoek, E.[6], [84] en la sección 2.4.3.

4.3.2.2. Roca Intacta Talud B

La Figura 4.14 muestra la nube de puntos del ensayo triaxial en el talud B con respecto a los esfuerzos principales y el ajuste de curva según el método *Levenberg-Marquardt* en la muestra de roca intacta.

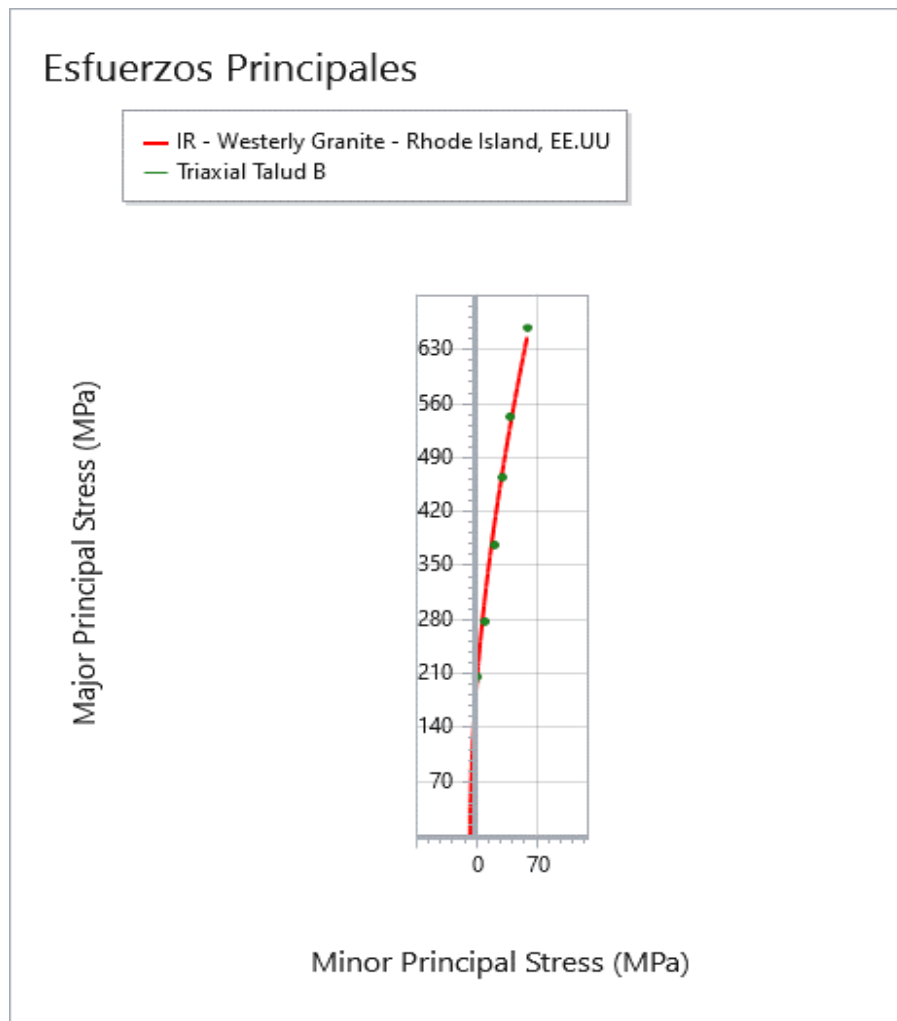


Figura 4.14 - Gráfica de los Esfuerzos Principales y la Curva de Ajuste del ensayo triaxial para Talud B [75]

En la Figura 4.15 se observa la gráfica de los círculos de Mohr según los esfuerzos normal y de corte para cada par de puntos del ensayo triaxial en el talud B.

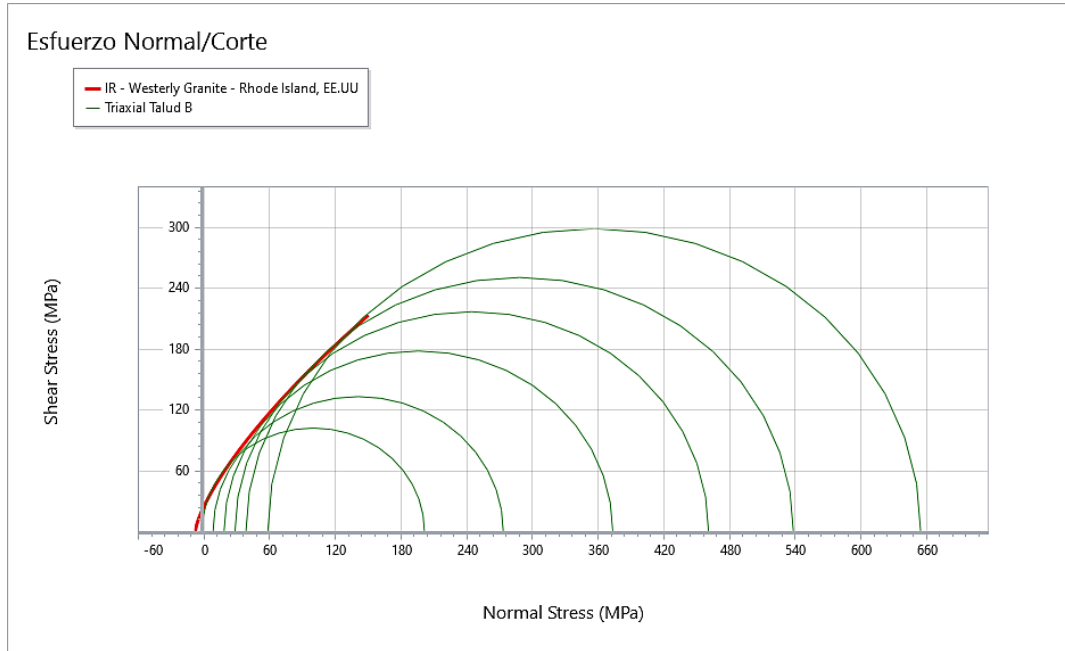


Figura 4.15 – Gráfica de Esfuerzos Normal/Corte y cada una de las envolventes de falla de Mohr del ensayo triaxial del Talud B [75]

En la Figura 4.16 se observan tanto la curva de ajuste de Hoek, E.& Brown, E. como la curva de Mohr, O.-Coulomb, C. para la roca intacta en el talud A.

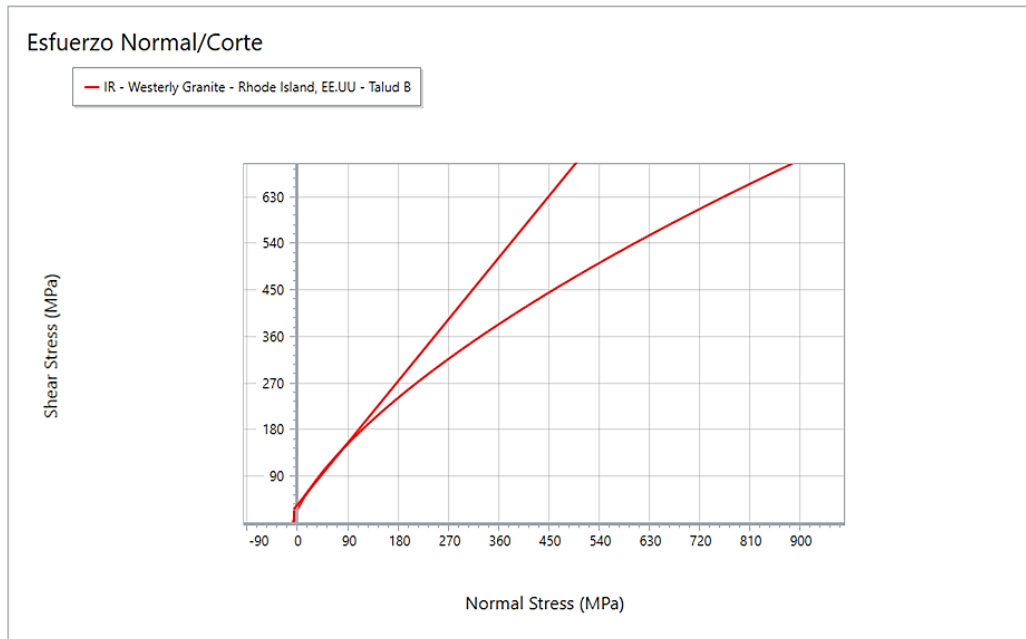


Figura 4.16 – Curva de comportamiento de Hoek & Brown y curva ajuste Mohr-Coulomb Talud B [75].

4.3.2.3. Densidad de la Roca

El peso unitario de roca se obtiene a través de la bibliografía disponible [85] y se estima en 0.028 [MN/m³], esto es, 2.8 [Ton/m³] para ambos casos de estudio.

4.3.2.4. Resistencia a la Compresión Uniaxial de Roca Intacta

La resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta obtenida de los ensayos triaxiales se muestra en la Tabla 4.3:

Tabla 4.3 – Parámetros obtenidos de los ensayos triaxiales de RSData [75]

	Talud A	Talud B
Resistencia Compresión uniaxial [MPa]	194.49	184.39
Esfuerzo tensional [MPa]	8.16	6.59
Parámetro m_i según tipo de roca	23.84	27.95

4.3.2.5. Módulo de Young de Roca Intacta

La estimación del módulo de Young de la roca intacta se realiza a través de los distintos métodos mencionados en el apartado 2.4.3.3 con las ecuaciones (36), (37), (38) y cuyos resultados se muestran en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4 – Estimación del Módulo de Young de la Roca Intacta.[76]

Módulo de Young - Roca Intacta			
		Talud A	Talud B
σ_{ci}	[MPa]	194.5	184.4
E_i (Método Generalizado Hoek, E & Diederichs)	[MPa]	77353.6	73336.7
E_i (Método Simplificado Hoek & Diederichs)	[MPa]	90659.3	90659.3
E_i (Método Deer, Palmström & Singh)	[MPa]	77794.8	73755
E_i (Método Generalizado de Hoek, Carranza-Torres & Corkum)	[MPa]	177828	177828

De los resultados, se observa una similitud entre los métodos “Simplificados Hoek & Diederichs” y “Generalizado Hoek, Carranza-Torre & Corkum”, debido a que estas ecuaciones, al depender solamente de los parámetros GSI (índice de resistencia geológica) y D (parámetro de nivel de perturbación de la roca), al ser GSI=100 y D=0 el resultado es un límite superior para el módulo de Young en ambos métodos. Se recomienda el método Simplificado Hoek, E. & Diederichs, M”, solamente cuando se cuenta únicamente con el parámetro GSI [55]. Por lo tanto, el método elegido es el “Generalizado Hoek, E. & Diederichs” debido a que este método sí incorpora parámetros propios del tipo de roca (MR y σ_{ci}).

$$E_{i_{TALUDA}} = 77353.6 [MPa]$$

$$E_{i_{TALUD B}} = 73336.7 [MPa]$$

Siendo la misma roca, se podría inferir que ambos taludes tendrían el mismo módulo de elasticidad e incluso si se compara dichos módulos entre sí, la diferencia es menor a 10%, es decir, esta diferencia es mínima[55]. Esta diferencia se debería a la heterogeneidad del macizo rocoso y distintas alturas de confinamiento [5], [86], [87].

4.3.3. Módulo de Poisson de la Roca Intacta

El coeficiente de Poisson de la roca intacta v_i se determinan mediante la ecuación (64) y los resultados calculados se presentan en la Tabla 4.5:

$$v_i = \frac{1}{\sqrt{m_i + 1}} \quad (64)$$

donde

m_i es una constante según el tipo de material de roca.

Tabla 4.5 – Módulo de Poisson del Macizo Rocosos A y B.[16]

Talud	GSI	v_i
Talud A	[55-60]	0.17
Talud B	[50-55]	0.16

4.4. Caracterización del Macizo Rocosos

4.4.1. RQD Macizo Rocosos

Para las caracterizaciones del macizo rocosos es necesario conocer el RQD o Rock Quality Designation [32] de cada perfil. Esto se logra a través de la ecuación (6) y ecuación (7), donde J_v (*Joint Volumetric index*) es el índice volumétrico del número de juntas por metro cúbico, como se explica en la sección 2.3.1.1. En cada perfil de talud se cuentan las juntas en 1 [m³], es decir, el número de juntas por metro lineal que corta tanto al eje horizontal "X", al eje vertical "Y" y al eje en profundidad "Z" (eje "Z" entrando al muro; se asume un $\lambda_z=4$ juntas por metro [32]), como se muestra en el ejemplo de la Figura 4.17 para cada perfil.

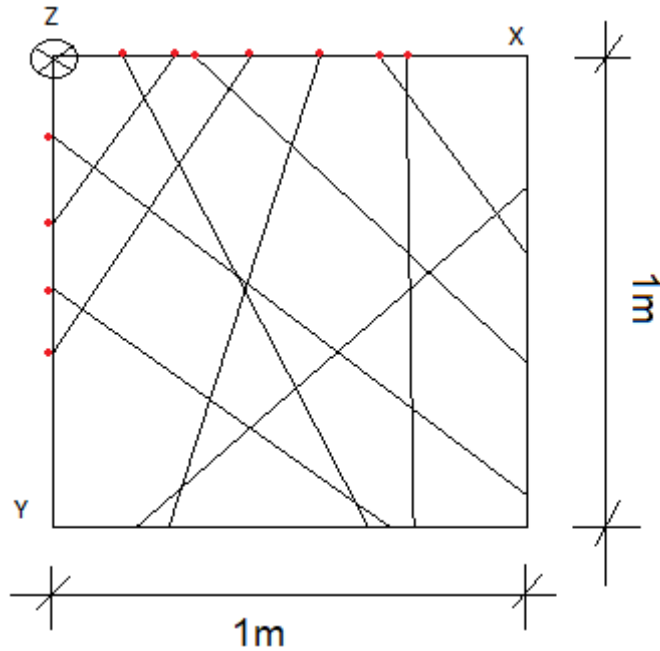


Figura 4.17 – Ejemplo de principales discontinuidades en la pared de un talud que atraviesan el eje horizontal (X), vertical (Y) y en profundidad con la pared del talud (Z), en un volumen de 1 [m³].

Para la realización de los perfiles de discontinuidades, la metodología fue la siguiente:

1. Se utilizó el banco de imágenes de Google Earth [80] en el punto de interés en la ruta 7 donde se encuentran ambos taludes a clasificar.
2. Se identificó la foto justo en frente de la cara del talud y luego se ubicó un punto representativo en el talud donde se pudiesen apreciar las discontinuidades en el macizo.
3. Alrededor de dicho punto se trazó un área de 1m² según la escala fotográfica de Google Earth [80].
4. En cada uno de los perfiles se consideran aproximadamente las principales discontinuidades por metro lineal en cada perfil, según la metodología explicada en la sección 2.3.1.1, donde el parámetro RQD mostrado en la ecuación (65) expresa el nivel de “trabazón” o tamaño de los bloques del macizo rocoso, a través del *índice de juntas volumétrica* (J_v), mostrado en la ecuación (66).

$$R.Q.D = 110 - 2.5J_v \quad (65)$$

$$J_v = \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{S_i} \right); \quad \lambda_i = n^{\circ}discont.eje_i = \frac{1}{S_i} \quad (66)$$

5. La separación entre cada uno de los perfiles se asume de aproximadamente 3m.

A-1



A-2



Como se observa en los recuadros existe una variación en la orientación y separación de las discontinuidades según la ubicación en cada macizo rocoso.

Figura 4.18 – Perfiles de principales discontinuidades en el Talud A – Elab.propia.

De igual manera, las observaciones se realizan en el segundo Talud B, como se muestra en la Figura 4.19:



La cantidad de juntas por metro cúbico en el macizo rocoso es un indicativo del tamaño de bloques que conforman al macizo.

Figura 4.19 – Perfiles de principales discontinuidades en el Talud B – Fuente: Elab.propia.

Se puede observar las distintas familias de discontinuidades, paralelas entre sí, orientadas y separadas según cada familia de diaclasas.

Los resultados de RQD para cada talud se muestran en la Tabla 4.6 y Tabla 4.7.

Tabla 4.6 – RQD según cada perfil en el Talud A. [2]

Perfil	λ_x	λ_y	λ_z	λ_{total}	JCond ₈₉	RQD [%]	Calidad Roca
A-1	5	7	4	16	20	70	Regular
A-2	7	5	4	16	20	70	Regular
A-3	5	5	4	14	20	75	Buena
A-4	6	5	4	15	20	72,5	Regular
A-5	5	5	4	14	20	75	Buena

donde λ_x , λ_y y λ_z corresponden al número aproximado de discontinuidades que interceptan al eje “x”, “y” y “z”.

Tabla 4.7 – RQD según cada perfil en el Talud B. [2]

Perfil	λ_x	λ_y	λ_z	λ_{total}	JCond ₈₉	RQD [%]	Calidad Roca
B-1	2	7	4	13	20	77,5	Buena
B-2	8	8	4	20	20	60	Regular
B-3	4	6	4	14	20	75	Buena
B-4	6	10	4	20	20	60	Regular
B-5	4	6	4	14	20	75	Buena

Como se puede observar, existe una tendencia respecto a la calidad de la roca de Regular a Buena, según la clasificación del método RQD de Deer, D.[2].

4.4.2. Clasificación RMR

La clasificación del macizo rocoso RMR para los taludes A y B se muestran en la Tabla 4.8 y Tabla 4.9, respectivamente. El detalle de la clasificación se muestra en el capítulo 8 de este trabajo.

Tabla 4.8 - Clasificación RMR para perfiles en Talud A. [30]

Perfil	RMR	Clase
A-1	63	II - BUENA
A-2	67	II - BUENA
A-3	67	II - BUENA
A-4	63	II - BUENA
A-5	63	II - BUENA
Media	65	II - BUENA

Tabla 4.9 – Clasificación RMR para perfiles en Talud B. [30]

Perfil	RMR	Clase
B-1	65	II - BUENA
B-2	63	II - BUENA
B-3	65	II - BUENA
B-4	63	II - BUENA
B-5	65	II - BUENA
Media	64	II - BUENA

Como se puede apreciar, tanto para los taludes A y B, la clase de roca para ambos perfiles es “buena”. Si comparamos la clase de roca obtenida según Bieniawski (RMR) y la obtenida según Deer, D. (RQD), la diferencia se podría deber a que, según los esfuerzos liberados, se producen esfuerzos de tracción, aumentando el grado de fracturación de la roca.

Tabla 4.10 – Significado de cada Clase en la clasificación RMR [30]

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 15 m de vano	6 meses con 8 m de vano	1 semana con 5 m de vano	10 horas con 2,5 m de vano	30 minutos con 1 m de vano
Cohesión	>0.4 MPa	0.3-0.4 MPa	0.2-0.3 MPa	0.1-0.2 MPa	<0.1 MPa
Ángulo de rozamiento	>45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	<15°

Existe una Clase II tipo “Buena” general de roca en cada talud que, según la clasificación RMR de Bieniawski para una obra en ingeniería de túneles, la roca tipo II correspondería a un macizo rocoso con una cohesión aproximada entre 0.3 y 0.4 [MPa] y un ángulo de roce entre 35° y 45°.

Bieniawski, Z. [88] incluso considera una corrección según la dirección y buzamiento del talud favorables al deslizamiento.

4.4.3. Clasificación Q Barton

La clasificación Q del macizo rocoso para los taludes A y B se muestran en la Tabla 4.11 y Tabla 4.12, respectivamente. El detalle de la clasificación se muestra en el anexo de este trabajo.

Tabla 4.11 – Clasificación Q-Barton para los perfiles en Talud A. [89]

Perfil	Q-BARTON	Clase
A-1	8	C - REGULAR
A-2	11,6	B - BUENA
A-3	16,6	B - BUENA
A-4	11,6	B - BUENA
A-5	12,5	B - BUENA
Media	12,1	B - BUENA

Tabla 4.12 – Clasificación Q-Barton para los perfiles en Talud B. [89]

Perfil	Q-BARTON	Clase
B-1	12,5	B - BUENA
B-2	10	B - BUENA
B-3	10	B - BUENA
B-4	8	C - REGULAR
B-5	12,5	B - BUENA
Media	10,6	B - BUENA

Para esta clasificación Q de Barton del macizo rocoso, la clase de roca clasificada es, en general, “Buena”, encontrando alguna diferencia en el perfil A-1 y B-4. Esto podría deberse a la diferencia en altura de confinamiento en ambos perfiles.

4.4.4. Caracterización GSI

El factor GSI se obtiene a través de observación visual de las condiciones geológicas de cada talud, donde se establece un rango aproximado de valores de GSI para cada caso [26]. La tabla de GSI varía en el eje vertical respecto a la estructura del macizo rocoso, es decir, la formación de bloques que varía desde 2 o más familias de discontinuidades hasta una condición desintegrada, y en el eje horizontal varía con respecto a la condición superficial de la discontinuidad que va desde la condición muy buena o rugosa hasta muy pobre o meteorizada. Se muestra la clasificación para el perfil A-1 y B-3 a modo de ejemplo en la Tabla 4.13 y Tabla 4.14. En la Tabla 4.15. se resumen los resultados. Las restantes tablas se encuentran en el anexo de este trabajo.

Tabla 4.13 – Clasificación GSI para perfiles en Talud A-1. [26]

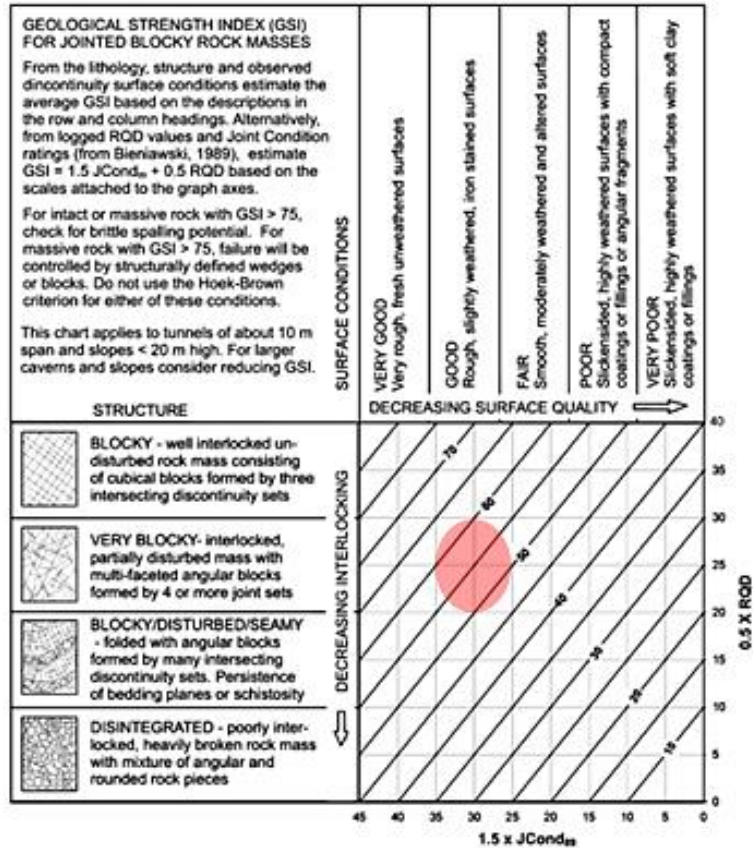
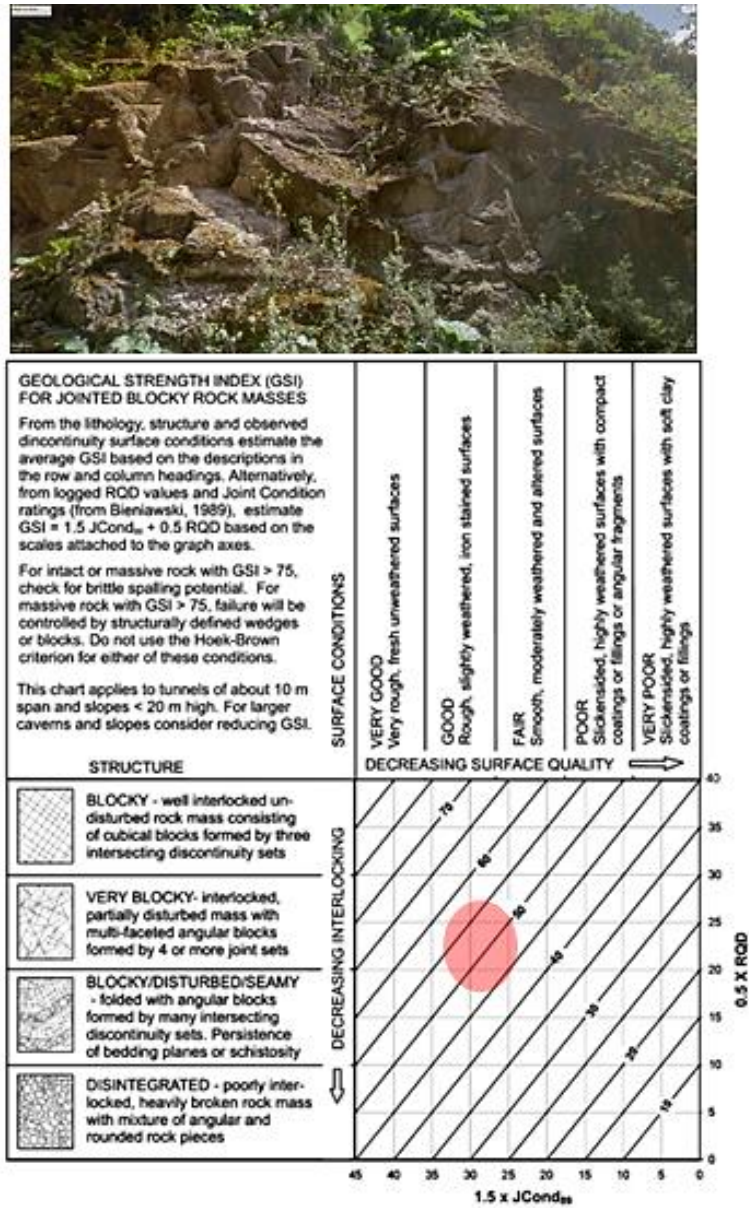


Tabla 4.14 – Clasificación GSI para perfiles en Talud B-3. [26]



Para el Talud A se considera un rango de GSI entre [63 – 68] y para el Talud B se considera un rango de GSI entre [62 – 67]. El mismo procedimiento se aplica para los demás perfiles del talud A y B, clasificaciones que se encuentran en la sección de Anexos.

Tabla 4.15 – Resumen Clasificación GSI Talud A y B.[76]

Perfil	GSI	Rango de GSI	GSI Media
A-1	65.0	[62-67]	66
A-2	65.0	[62-67]	
A-3	67.5	[65-70]	
A-4	66.3	[63-68]	
A-5	67.5	[65-70]	
B-1	68.8	[65-70]	65
B-2	60.0	[57-63]	
B-3	67.5	[65-70]	
B-4	60.0	[57-63]	
B-5	67.5	[65-70]	

4.4.5. Comparación de Metodologías de Clasificación

Desde un punto de vista comparativo es buena práctica comparar las estimaciones del parámetro RMR en base al parámetro Q y GSI, valores que se resumen en la Tabla 4.16.

Tabla 4.16 – Comparativa de clasificaciones respecto a RMR [8], [88]

Clasificación	Talud A	Talud B
RMR	65	64
Q-Barton	12.1	10.6
GSI	[63-68]	[62-67]
$RMR=9\ln Q+44$	66	65
$RMR=GSI+5$	[68-73]	[67-72]

Se observa una buena estimación entre RMR y Q para el Talud A y Talud B, sin embargo, en la correlación con la clasificación GSI para cada rango se aprecia de forma general un aumento en casi 3 puntos con respecto a los valores RMR, pero se encuentran en una zona relativamente cercana en relación con las características que cada clasificación representa.

4.4.5.1. Módulo de Young del Macizo Rocoso

Para estimar el Módulo de Young de cada macizo rocoso, se considera el promedio de valores de GSI para cada perfil. Para el Talud A, se considera un GSI entre [63-68] y una media global de 66, mientras que para el Talud B se considera un GSI entre [62-67] y una media global de 65. El valor de D (parámetro de daño por voladura o acción mecánica) se estima en 0.7 para todos los casos.

Con esta información, se determinan el módulo de Young según los distintos métodos vistos en la sección 4.3.2.5 “Módulo de Young de Roca Intacta” pero aplicando los valores de GSI y D previamente. Los resultados se resumen en la Tabla 4.17.

Tabla 4.17 – Estimación del Módulo de Young para el Macizo Rocoso. [19]

Módulo de Young – Macizo Rocoso				
	Talud A		Talud B	
GSI media	66	60	65	60
D	0.7	0.7	0.7	0.7
σ_{ci} [MPa]	194.5	194.5	184.4	184.4
Erm (Método Generalizado Hoek & Diederichs) [MPa]	21739	15612	19575	14801
Erm (Método Simplificado Hoek & Diederichs) [MPa]	5361.3	3218.9	4930.8	3218.94
Erm (Método Generalizado de Hoek, Carranza-Torres & Corkum) [MPa]	16327	11559	15414	11559
$E_{i \text{ roca intacta}}$ (GSI=100) (Método Deer, Palmström & Singh) [MPa]	77794.8	77794.8	73755.2	73755.2

Como se observa en la Tabla 4.17, existe una similitud entre los métodos generalizados Hoek, E. & Diederichs, P. y el método generalizado Hoek, E. & Carranza-Torres Corkum, en cambio el método simplificado Hoek, E. & Diederichs, P. muestra una gran diferencia. Para los casos de estudio se asume el módulo de Young del método generalizado de Hoek, E. & Diederichs porque éste depende de condiciones de Roca Intacta como la compresión uniaxial de la muestra y la relación de Módulos MR, definida en la Tabla 2.14 por los autores según la experiencia en campo de muchas muestras intactas.

4.4.5.2. Módulo de Poisson del Macizo Rocoso

El módulo de Poisson del macizo rocoso se puede estimar a partir de las ecuaciones (40) y (41) de la sección 2.4.3.4, los que se resumen en la siguiente Tabla 4.18.

Tabla 4.18 – Módulo de Poisson del Macizo Rocoso. [16]

Talud	GSI	ν_i	ν_{rm}
Talud A	66	0.17	0.24
Talud B	65	0.16	0.23

El módulo de Poisson recomendado para el granito es 0.25, según la bibliografía revisada para el macizo rocoso.

4.4.6. Constitutiva del Macizo Rocoso

Para ambos casos de estudio a modelar se hace uso del criterio generalizado de Hoek, E. & Brown, E., debido a que contempla el tipo de roca y las características geológicas en mayor medida que el criterio de Mohr-Coulomb. De esta forma, se definen los parámetros necesarios para ambos taludes, donde el valor a utilizar para la resistencia a la compresión uniaxial de ambos casos de estudio corresponde al estimado en la sección 2.4.3.2.

Definido el *Geological Strength Index (GSI)*, parámetro m_i dependiente del tipo de roca y el factor de perturbación D se establecen los factores s , a y m_b , que definen la envolvente de falla según la ecuación (26) revisada en la bibliografía, los que se resumen en la Tabla 4.19.

Tabla 4.19 – Parámetros que definen a cada macizo rocoso en estudio. [75]

Parámetro	Talud A		Talud B	
UCS Roca Intacta [MPa]	194.487		184.388	
Coefficiente Poisson (ν)	0.24		0.23	
MR Relación de Módulos	400		400	
Módulo de Roca Intacta (E_i) [MPa]	77794.8		73755.2	
GSI media	[66]	[60]	[65]	[60]
Módulo de Macizo Rocoso (E_{rm}) [MPa]	21739	15612	19575	14801
m_b	3.681	2.647	4.085	3.104
s	0.00724	0.00304	0.00627	0.00304
a	0.502	0.503	0.502	0.503
D	0.7	0.7	0.7	0.7
Cohesión tipo Roca RMR [MPa]	0.3	0.3	0.3	0.3
Ángulo de fricción del Macizo Rocoso (ajuste Mohr-C)	19.4°	17.4°	19.7°	17.9°

Se asume un valor conservador de 0.3 [MPa] de cohesión [16] del macizo rocoso, desde el punto de vista geotécnico, para así mantener una reserva de resistencia y reserva de deformabilidad. [21], [90]

4.4.6.1. Curvas de Comportamiento del Macizo Rocoso

Definidos los parámetros característicos del método empírico de Hoek, E. & Brown, E., m_b , a , s , GSI y D , mediante la modificación de la curva de comportamiento de la Roca Intacta se puede apreciar en la Figura 4.22 para ambos ensayos en cada talud modelado según la clasificación obtenida.

Esfuerzos Principales

- IR Blackingstone Granito - Australia - TALUD A
- Triaxial TALUD A
- RM Blackingstone Granito - Australia - TALUD A

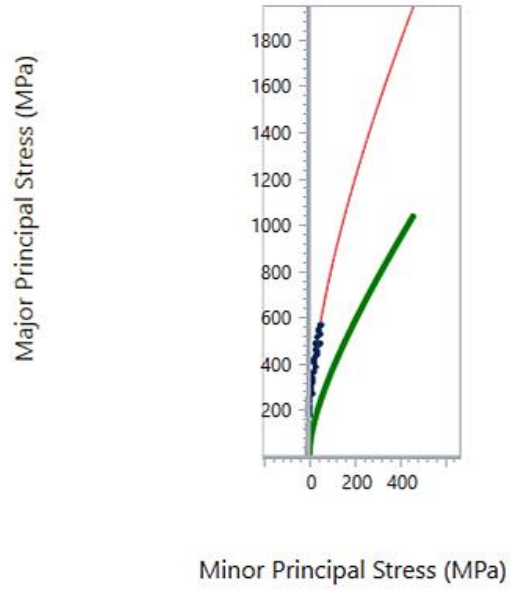


Figura 4.20 – Curva de Hoek&Brown del Macizo Rocooso respecto a los esfuerzos principales en el talud A.

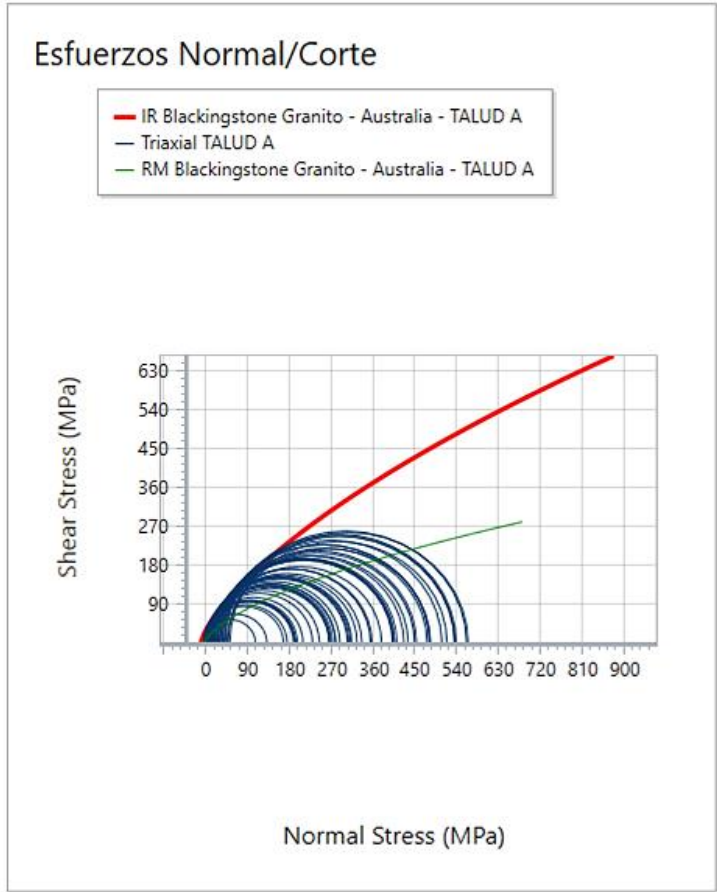


Figura 4.21 – Curva de Hoek&Brown del Macizo Rocoso respecto al esfuerzo de corte y normal en el talud A.

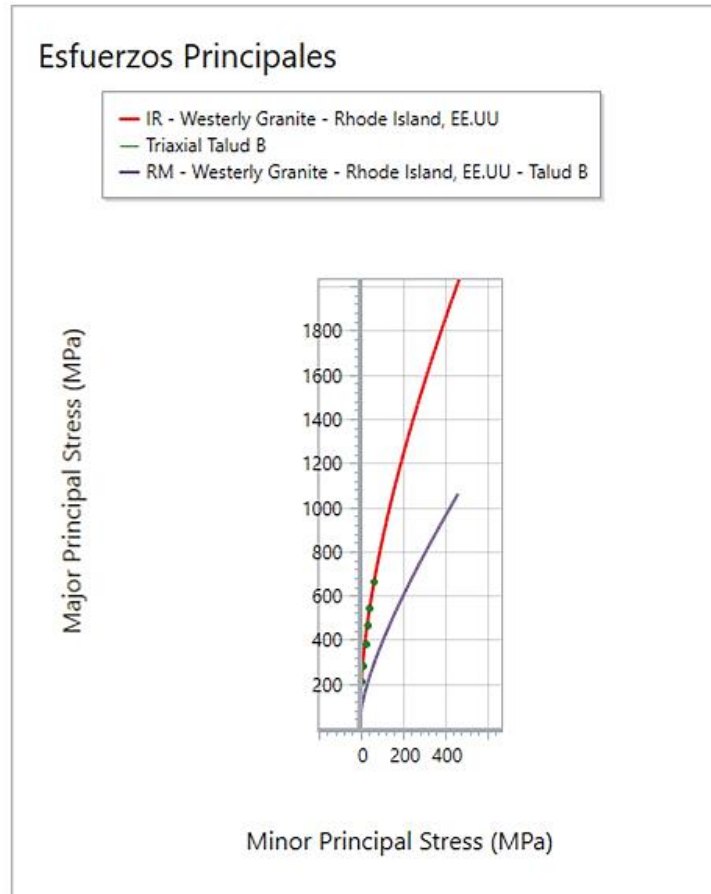


Figura 4.22 – Curva de Hoek&Brown del Macizo Rocoso respecto a los esfuerzos principales en el talud B. [10], [84]

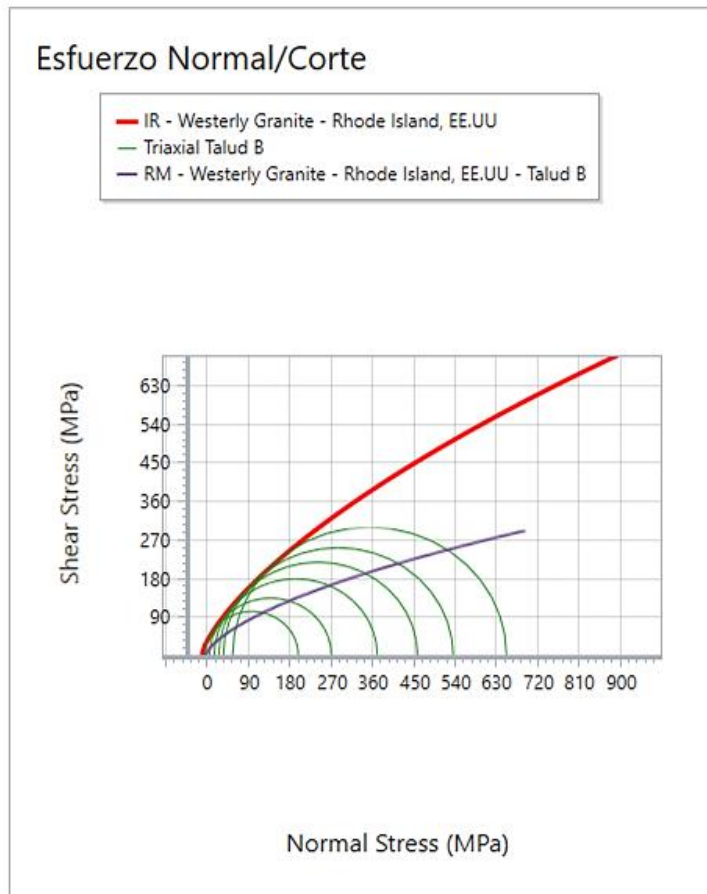


Figura 4.23 – Curva de Hoek&Brown del Macizo Rocosos respecto a los esfuerzos de corte y normal en el talud B. [10], [84]

En una masa de roca no se tiene control de calidad del fracturamiento, por ende, se cambia y baja la resistencia al corte, por eso la reducción de la curva de comportamiento de roca intacta a macizo rocoso, en el diseño del talud.

4.5. Propiedades de Discontinuidades

La caracterización de las discontinuidades existentes en los casos de estudio se realiza en torno a tres aspectos: propiedades mecánicas que involucran el criterio de falla, características geométricas, que involucra la cantidad de familias de discontinuidades y su orientación, espaciamiento, longitud y persistencia, y la rigidez tanto normal como al corte.

4.5.1. Espaciamiento de las Discontinuidades

Para cada modelo se debe incluir la distribución del espaciamiento perpendicular entre discontinuidades de un mismo set debido a que en terreno no es posible determinar dichas características mediante mediciones directas, se busca una aproximación empírica. Según lo revisado en el marco teórico de la investigación, mediante las ecuaciones (67) y (68) es posible determinar una relación para el espaciamiento.

$$R.Q.D = 110 - 2.5J_v \quad [\%] \quad (67)$$

$$J_v = \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{S_i} \right); \quad \lambda_i = n^{\circ} \text{discont. eje}_i = \frac{1}{S_i} \quad (68)$$

donde λ corresponde a la frecuencia promedio de discontinuidades por metro lineal, a partir de la cual se define el espaciamiento promedio (S) en metros.

De esta forma, la estimación del espaciamiento promedio se realiza a través del parámetro RQD medido. Los resultados para cada talud se muestran en la Tabla 4.20.

Tabla 4.20 – Espaciamiento promedio de discontinuidades en Talud A y B. [2]

Perfil	λ_x	λ_y	λ_z	λ_{total}	RQD [%]	S prom. [m]
A-1	5	7	4	16	70	0,2
A-2	7	5	4	16	70	0,2
A-3	5	5	4	14	75	0,21
A-4	6	5	4	15	72,5	0,19
A-5	5	5	4	14	75	0,21

Perfil	λ_x	λ_y	λ_z	λ_{total}	RQD [%]	S prom. [m]
B-1	2	7	4	13	77,5	0,23
B-2	8	8	4	20	60	0,15
B-3	4	6	4	14	75	0,21
B-4	6	10	4	20	60	0,15
B-5	4	6	4	14	75	0,21

Para el modelo estadístico de red paralela de juntas, el espaciado se puede definir como una variable aleatoria seleccionando una distribución estadística, teniendo en cuenta la media, la desviación estándar y los valores relativos mínimo y máximo. [91]

El tipo de distribución estadística, junto con los parámetros de distribución (media, desviación estándar, valores mínimo y máximo), definen una función de densidad de probabilidad (FDP) para una variable aleatoria. Una FDP describe la distribución de valores posibles que puede asumir una variable aleatoria, para un conjunto hipotético e infinito de observaciones de la variable.[92]

En la mayoría de los casos, se dispone de datos muy limitados sobre los cuales decidir qué distribución estadística y desviación estándar utilizar. Por lo tanto, a menudo debe confiar en las "mejores estimaciones" al definir la FDP para una variable aleatoria.

Una distribución normal se usa comúnmente para el análisis estadístico en ingeniería geotécnica. Cuando no se conoce la verdadera distribución de una variable, a menudo se asume una distribución normal. Al hacer una mejor estimación de los valores mínimo y máximo de la variable, se puede estimar una desviación estándar. [91]

4.5.2. Persistencia de las Discontinuidades

La persistencia permite definir la continuidad de una estructura geológica en el espacio. Las juntas coplanares están separadas entre sí por material rocoso intacto (puentes rocosos). En un plano de trazado bidimensional, la relación entre la longitud de la junta y la suma de la longitud de la junta y la longitud del puente de roca es conocida como persistencia de longitud de las discontinuidades [92]. Se representa mediante un cociente entre largos, como se muestra en la Figura 4.24, donde la persistencia corresponde a la razón $(L_1=\text{largo discontinuidad})/(L_2=\text{largo discontinuidad} + \text{largo intacto})$, resultando un valor entre 0 y 1.

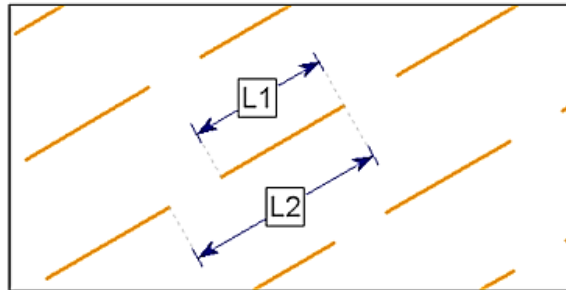


Figura 4.24 – Distribución de persistencia de discontinuidad tipo y sus largos – [10]

Debido a la ausencia de una metodología estandarizada para su medición en el espacio, su obtención de forma precisa se torna imposible. Se podría pensar entonces en un modelo de red de juntas estadísticas paralelas que permita definir una red con distribuciones estadísticas para el espaciado, la longitud y la persistencia de las juntas.

Por ejemplo, un valor de razón de L_1 / L_2 de 1 indica que la discontinuidad es continua en todo su largo infinitamente, en cambio un valor de 0.1 indica que la discontinuidad es muy poco persistente o predomina la zona de roca intacta. Entonces si se asume una razón constante de 0.5 para todos los modelos, la distribución de la persistencia de la discontinuidad en el espacio se distribuiría de forma de que si existiese algún arrastre de error inherente a esta asunción afecte de igual medida a todos los modelos analizados [92].

La distribución Normal (o gaussiana) es el tipo más común de función de densidad de probabilidad (FDP) y se usa a menudo para estudios probabilísticos en ingeniería geotécnica [92], mostrado en la Figura 4.25.

Para una distribución normal, alrededor del 68 % de las observaciones deben estar dentro de una desviación estándar de la media, alrededor del 95 % de las observaciones deben estar dentro de dos desviaciones estándar de la media y más del 99 % deben estar dentro de 3 desviaciones estándar.[92] [91].

Para el modelo estadístico paralelo, si tanto la longitud de la junta como la persistencia se definen como variables aleatorias, la longitud de cada segmento de la junta y la brecha de material intacto entre los segmentos de la junta adyacentes serán variables, de acuerdo con las distribuciones estadísticas definido. [92]

Los valores promedio de espaciado, longitud y persistencia de las juntas para la red deben ser aproximadamente iguales a los valores medios, cuando se miden en toda la red de juntas. Sin embargo, esto dependerá del tamaño de la región, en relación con el tamaño de la red conjunta (es decir, si solo se generan unas pocas uniones en la región, entonces el espaciado, la longitud y la

persistencia reales de las juntas no coincidirán necesariamente con las distribuciones teóricas que ha definido), debido al pequeño tamaño de la muestra) [92].

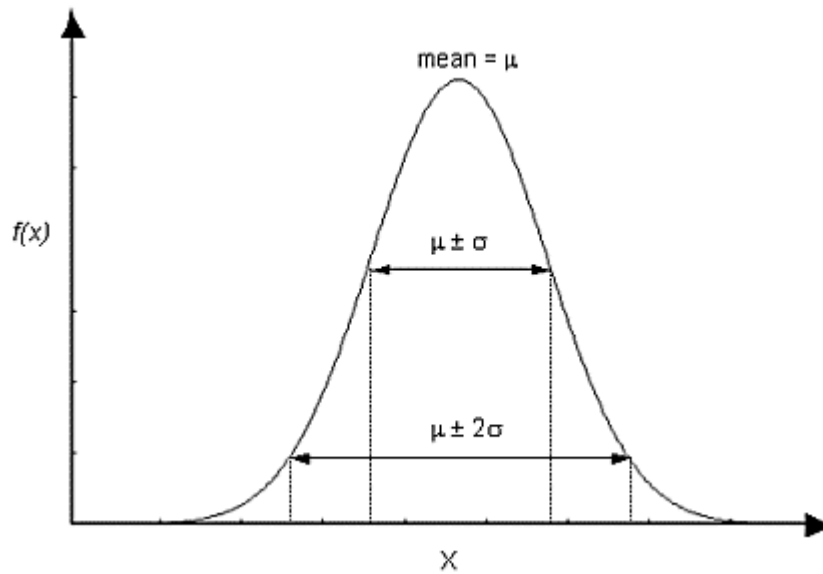


Figura 4.25 – Función de densidad de probabilidad normal, que muestra rangos de desviación estándar. [91], [92]

4.5.3. Rigidez normal y corte de las discontinuidades

Se requiere definir la rigidez normal y rigidez al corte de las discontinuidades y mediante estos parámetros se relaciona la carga aplicada con el desplazamiento en el mismo eje de aplicación. La metodología de obtención de la rigidez normal se realiza mediante la relación sugerida por los desarrolladores de RS2 [93], detallada en la ecuación (69) como:

$$k_N = \frac{E_i \cdot E_m}{S \cdot (E_i - E_m)} \quad \left[\frac{MPa}{m} \right] \quad (69)$$

donde

E_i y E_m corresponden al módulo de deformación de roca intacta y macizo rocoso respectivamente y S corresponde al espaciamiento de discontinuidades,

La rigidez resultante se mide en [MPa/m] [93].

Por otro lado, la rigidez al corte (k_s) se obtiene mediante la ecuación (70):

$$k_s = \frac{k_N}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad \left[\frac{MPa}{m} \right] \quad (70)$$

donde

k_N es la rigidez normal obtenida previamente y

ν corresponde al coeficiente de Poisson.

Para la estimación del módulo de Poisson tanto para la roca intacta ν_i y el macizo rocoso ν_{rm} se utiliza la relación de Cai, M. [94] y la relación de Vásárhelyi, B. [57] mostrados en las ecuaciones (71) y (72) como:

$$\nu_i = \frac{1}{\sqrt{m_i} + 1} \quad (71)$$

$$\nu_{rm} = -0.002 \cdot GSI + \nu_i + 0.2 \quad (72)$$

donde

m_i constante del material de roca según Hoek, E & Brown, E. [6]

GSI el índice de resistencia geológica [26].

De este modo, mediante las relaciones propuestas, se puede estimar la rigidez normal y al corte de las discontinuidades para cada caso de estudio, debido a sus diferencias en cuanto a parámetros elásticos y espaciamiento de las discontinuidades. Los valores utilizados y sus resultados se muestran en Tabla 4.21, siendo estos los valores a utilizar en los modelos. Además, se incluye el caso de GSI = 60 para ambos taludes como límite inferior de caracterización en la Tabla 4.22.

Tabla 4.21 – Rigidez normal y corte de las discontinuidades para GSI = 65 y 66, talud A y B.

Talud	GSI	ν_i	ν_{rm}	k_N [MPa/m]	k_s [MPa/m]
Talud A	66	0.17	0.24	211180	85291
Talud B	65	0.16	0.23	230931	93946

Tabla 4.22 – Rigidez normal y corte de las discontinuidades para GSI = 60 taludes A y B.

Talud	GSI	ν_i	ν_{rm}	k_N [MPa/m]	k_s [MPa/m]
Talud A	60	0.17	0.25	136721	54688
Talud B	60	0.16	0.24	160479	64758

4.5.4. Razón de Esfuerzos Verticales y Horizontales

La distribución de esfuerzos se caracteriza por la presencia de esfuerzos verticales y horizontales. Los de origen vertical se estiman mediante el esfuerzo litostático generado por el peso del macizo sobre sí mismo en base a la densidad de roca mientras que, para el esfuerzo horizontal, se define un coeficiente de presión lateral k el cual corresponde a la razón entre esfuerzo horizontal y el vertical. Para los casos de estudio el coeficiente de presión lateral se asume $k = 0.7$.

Este coeficiente es parecido al coeficiente de empuje de tierra en reposo K_0 .

4.5.5. Ángulo de fricción interno y Cohesión de las discontinuidades

La técnica SSR establece el uso del criterio de falla de Mohr, O.-Coulomb, C. para discontinuidades, por lo que se requiere definir los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna de las estructuras rocosas, las que se resumen en la Tabla 4.23, obtenidos a través del *software* RS2 para ambos casos de estudio.

Tabla 4.23 – Ángulos de fricción interno y cohesión para las discontinuidades.

Parámetro	Talud A	Talud B
Ángulo de fricción discontinuid. ϕ [°]	19.4 (GSI=66)	19.7 (GSI=65)
	17.3 (GSI=60)	17.9 (GSI=60)
Cohesión RMR Bieniawski [MPa]	0.3	0.3

Para el caso del granito, las discontinuidades son casi lisas y además, desviadas. Esto genera fricción adicional que ayuda a la estabilidad.

4.6. Discretización

La discretización del modelo y posterior generación de la malla de elementos se hace siguiendo las recomendaciones de los desarrolladores del *software* para casos de estabilidad de taludes. Mediante este proceso el modelo se transforma en subdivisiones conectadas por nodos, para esto, se requiere la definición del tipo de elemento a crear, abarcando triángulos de 3 o 6 nodos y cuadriláteros de 4 u 8 nodos. Además, se debe definir el número aproximado de elementos de la malla.

La configuración estándar para el modelamiento de taludes mediante el método SSR consta de una malla de triángulos de 6 nodos con un número predeterminado de 1500 elementos aproximadamente, el cual en la práctica aumenta debido a la complejidad que adquiere el modelo al incluir familias de discontinuidades.

4.7. Condiciones de Borde

La dimensión máxima, según lo visto en el lugar, se determina en 50 metros de ancho en la zona posterior del talud y 10 metros de profundidad.

Con respecto a las condiciones de borde, la parte superior de los modelos se define sin restricciones de desplazamiento tanto en eje horizontal como en eje vertical, al estar expuesto a la superficie, mientras que todos los límites del modelo, tanto laterales como inferior se restringen en el eje x e y. En la Tabla 4.24 se muestran los parámetros geométricos para ambos modelos.

Tabla 4.24 – Geometría de cada talud.

PERFIL	Alto [m]	Ancho [m]	Θ_1 [°]	Θ_2 [°]
A-1	32	11.6	70	20
A-2	30.1	11.6	69	22
A-3	27.2	11.6	67	24
A-4	28.2	11.6	68	23
A-5	30.4	11.6	69	21
B-1	23.8	5.8	76	-11
B-2	26	5.8	77	-13
B-3	30	5.8	79	-18
B-4	27.6	5.8	78	-15
B-5	24.6	5.8	77	-12

Definidos los ángulos de inclinación y la altura de cada talud, se dibuja su geometría y se muestran los perfiles de los taludes A-1 y B-1 como ejemplo en la Figura 4.26, los demás perfiles se encuentran en el anexo de este trabajo.

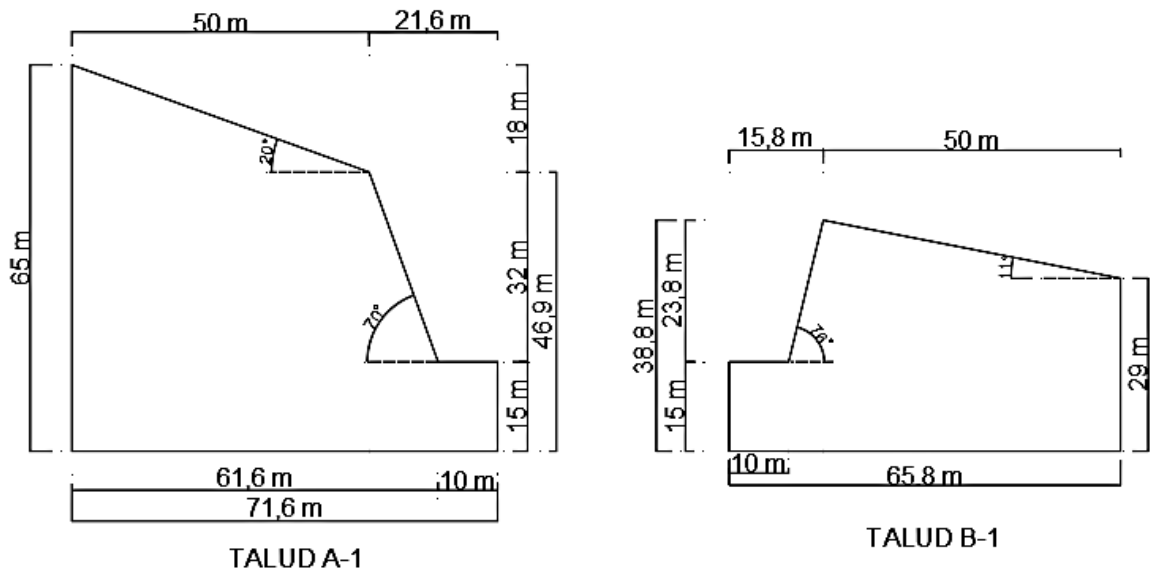


Figura 4.26 – Perfiles geométricos de cada Talud en estudio.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En el presente capítulo se muestran los principales resultados obtenidos en las simulaciones realizadas para cada caso de estudio, junto a un análisis de estos. Se debe mencionar que, para facilitar la lectura y comprensión de estos, se analiza en detalle un perfil para cada talud y se extiende el análisis del resto de perfiles, cuya evidencia gráfica se muestra en los Anexos.

Todas las simulaciones se computan con un límite máximo de 2000 iteraciones. El método de solución de sistemas de ecuaciones a utilizar es el de gradiente conjugado, el cual se selecciona por sobre la configuración estándar (eliminación Gaussiana) debido a que optimiza la utilización de memoria y disco duro durante el cálculo, reduciendo los tiempos de cómputo.

Para cada perfil se analiza el *Strength Reduction Factor (SRF)* crítico del modelo planteado, su distribución, la deformación progresiva junto al modo de falla detectado y los esfuerzos principales, tanto vertical como horizontal.

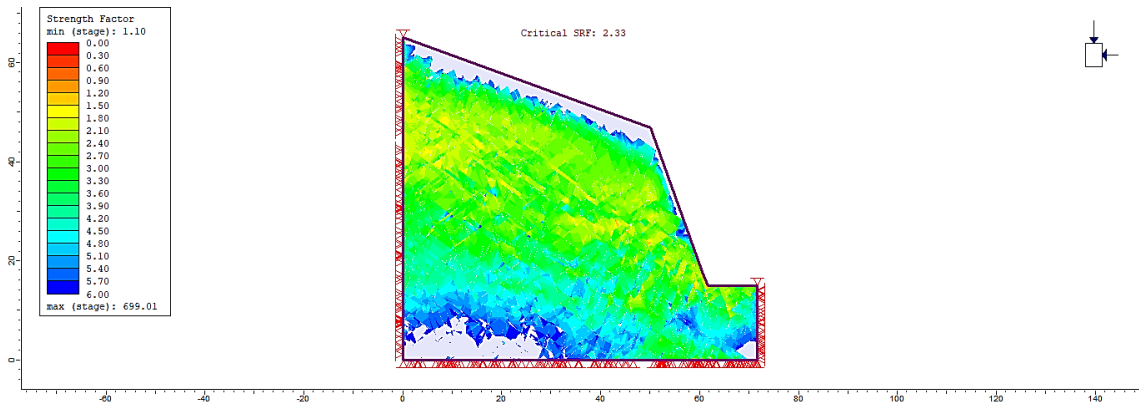
5.1. Factor de Seguridad

Mediante el SRF crítico se obtiene el factor de seguridad de cada perfil. Como referencia de estabilidad se utiliza el valor 1 para el límite entre estabilidad e inestabilidad, sin embargo, se debe tener en consideración que esto obedece a una interpretación matemática del factor, en la práctica las condiciones de estabilidad suelen considerarse con estándares más conservativos, especialmente en obras de vialidad y civiles en general, debido a la presencia de incertidumbre en las estimaciones.

5.1.1. Factor de Reducción de la Resistencia

En la Figura 5.1 se puede observar la variación del factor de reducción de la resistencia, o *factor de seguridad* en cada perfil de macizo rocoso.

Perfil A1 – GSI = 60



Perfil B1 – GSI = 60

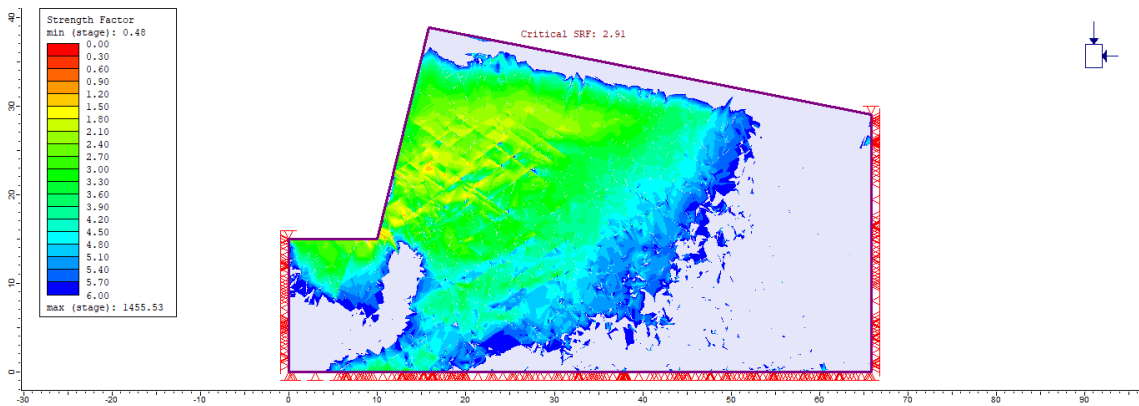
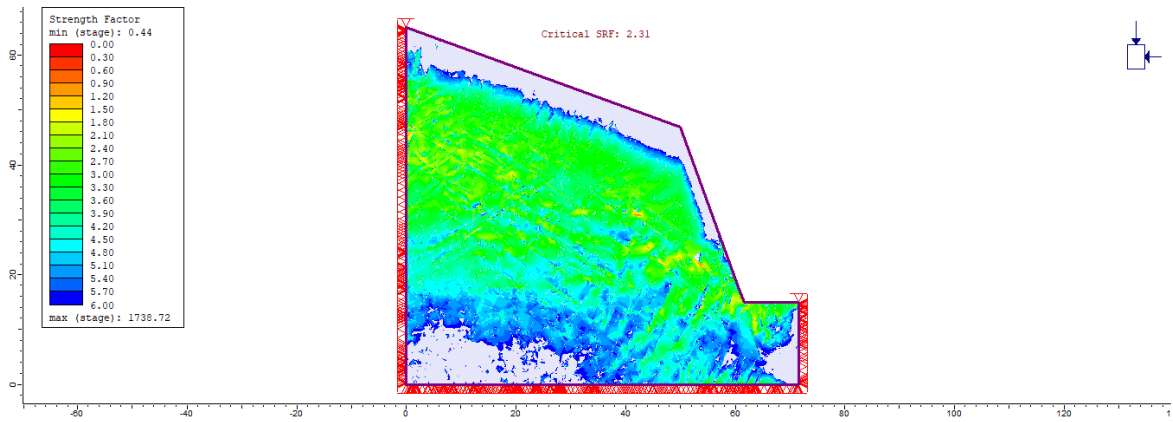


Figura 5.1– Strength Reduction Factor GSI=60 Perfiles A-1 y B-1 [10].

Se puede observar en el perfil A1 concentraciones de esfuerzos en toda la zona desde la superficie de ambas pendientes del talud hasta el centro del macizo en todo el largo del talud. Sin embargo, en el perfil del talud B1 las concentraciones de esfuerzos se observan justo detrás de la cara del talud, tomando la forma análoga a como lo haría una falla por deslizamiento circular.

Es difícil ver con certeza lo que pasa en la masa de roca, y por eso mismo, se reduce el GSI a 60, es decir, se reduce la incertidumbre según las potenciales fallas locales en algún lugar de la discontinuidad

Perfil A1 – GSI = 66



Perfil B1 – GSI = 65

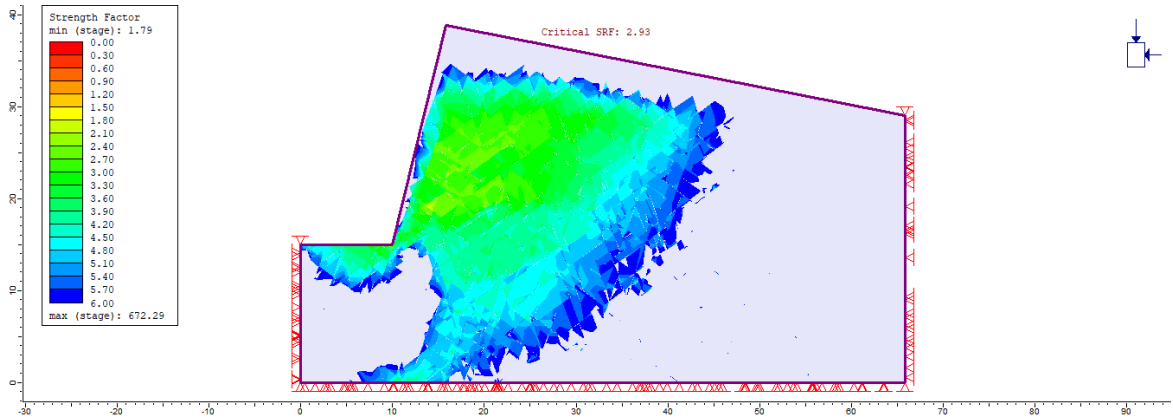


Figura 5.2 – Strength Reduction Factor GSI=66 y GSI=65 Perfiles A-1 y B-1 [10]

En esta figura se puede observar un comportamiento parecido al anterior caso de GSI=60 pero en este caso la evaluación del GSI fue mayor, entre 65 y 66, lo que refleja un aumento en el factor de seguridad donde actúan las principales concentraciones de esfuerzos. Este comportamiento se grafica para ambos taludes en cada uno de los perfiles en las Figura 5.3 y Figura 5.4.

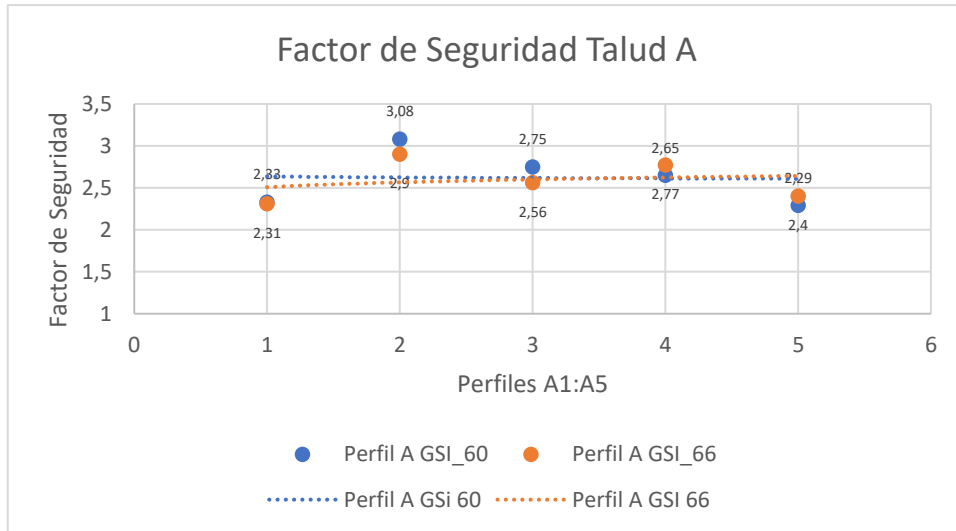


Figura 5.3 – Factor de Seguridad Talud A GSI 60-66

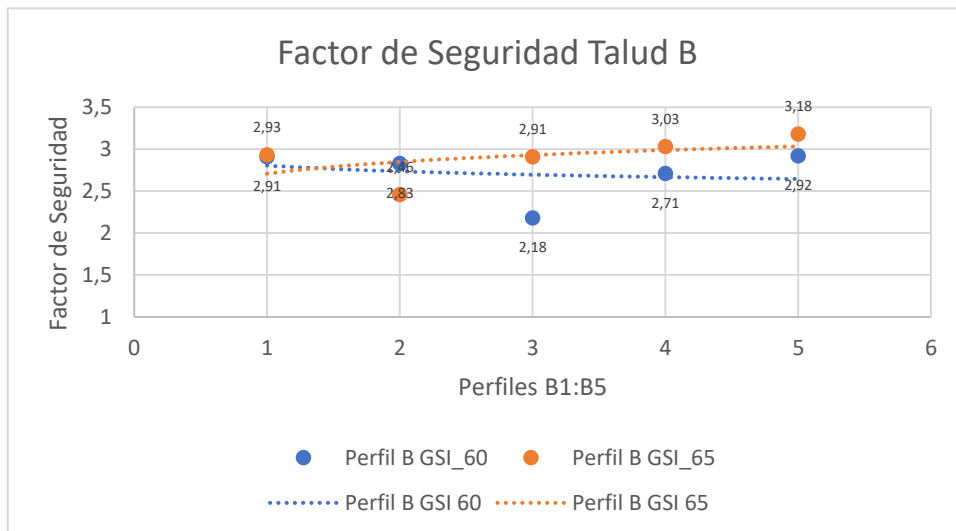


Figura 5.4 – Factor de Seguridad Talud B GSI 60-66

En el talud A podría considerarse una roca de mejor calidad, sin embargo, en el talud B existe más variación donde se pueda reducir el esfuerzo. Se aprecia de forma clara la heterogeneidad del macizo rocoso, la influencia de las alturas de corte, los distintos niveles de confinamiento, además del tipo de enfriamiento del batolito [5].

5.2. Máxima Deformación Unitaria por Corte $\xi_{\text{máx}}$

En la Figura 5.5 se aprecia las distintas concentraciones de deformación en cada talud. En el caso A, la deformación por corte refleja un comportamiento parecido a una falla entre plana y circular, cercanas al 1.3/1000 en el talud A1 y 4.1/1000 en el talud B1.

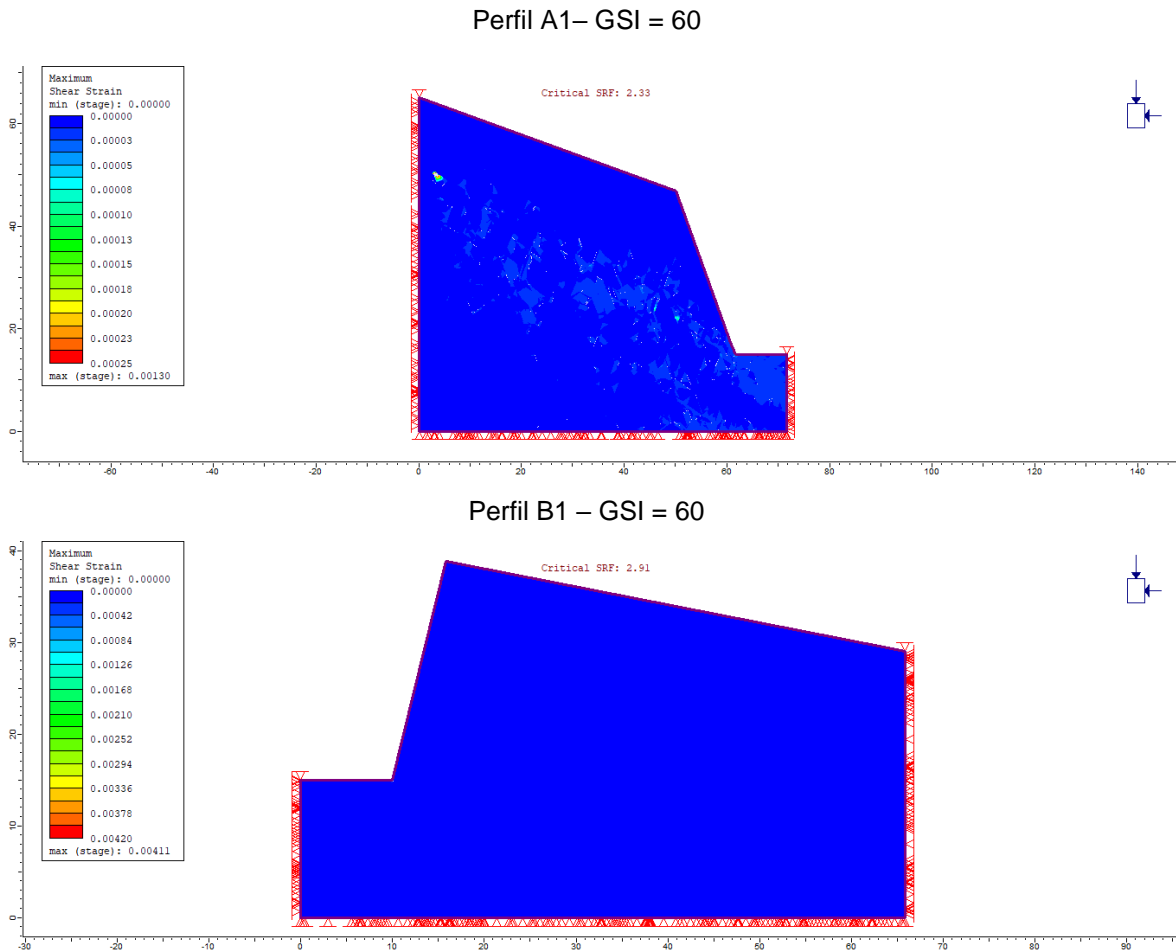


Figura 5.5– Máxima Deformación Unitaria por Corte GSI 60 Perfil A1 y B1 [10].

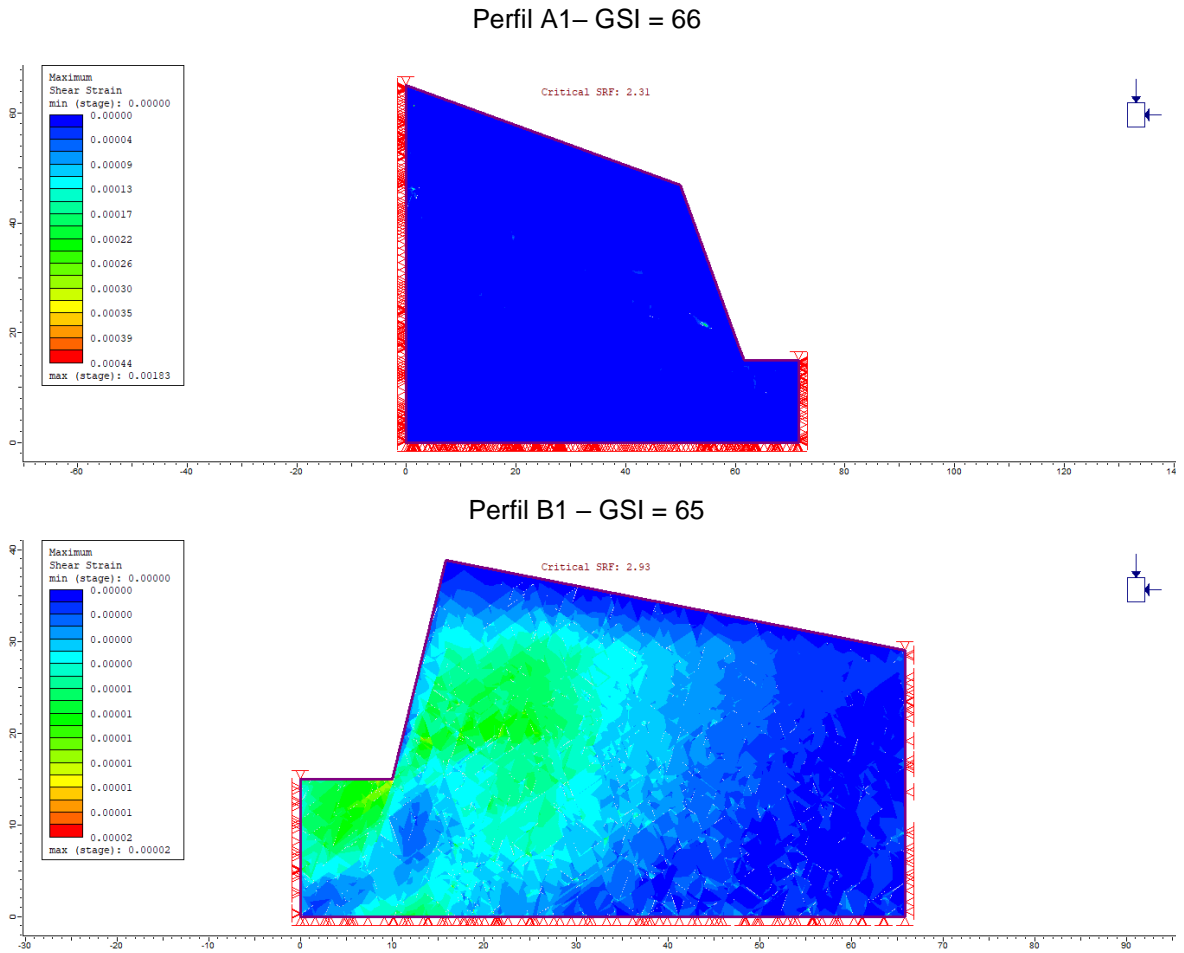


Figura 5.6 - Máxima Deformación Unitaria por Corte GSI 66 y 65 - Perfil A y B[10]

Al aumentar la estimación del valor de GSI como lo muestra la Figura 5.6, se observa una disminución de la deformación unitaria por corte: en el caso del talud A, la deformación se mantuvo cercana al 1.8/1000 y en el perfil B disminuyó hasta un 0.02/1000. Esta comparativa se muestra en las Figura 5.7 y Figura 5.8.

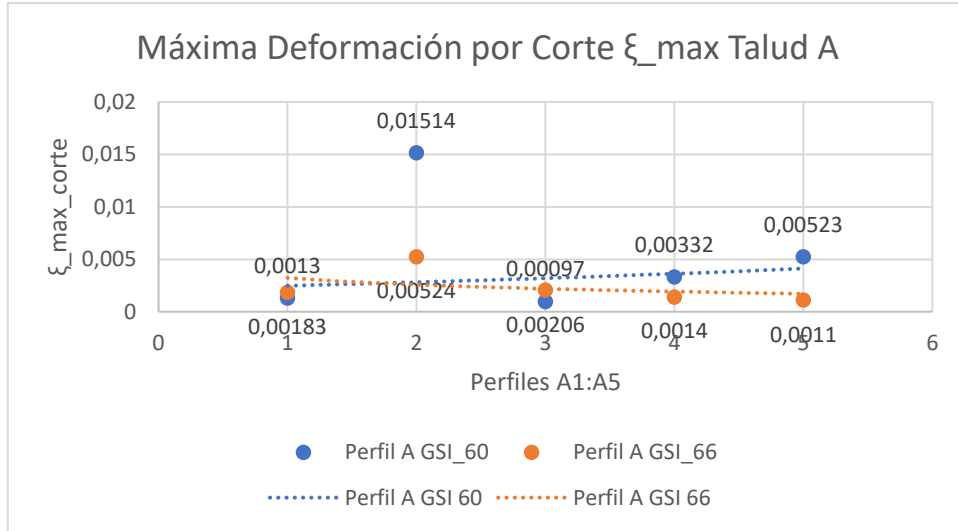


Figura 5.7 – Máxima deformación por corte Talud A

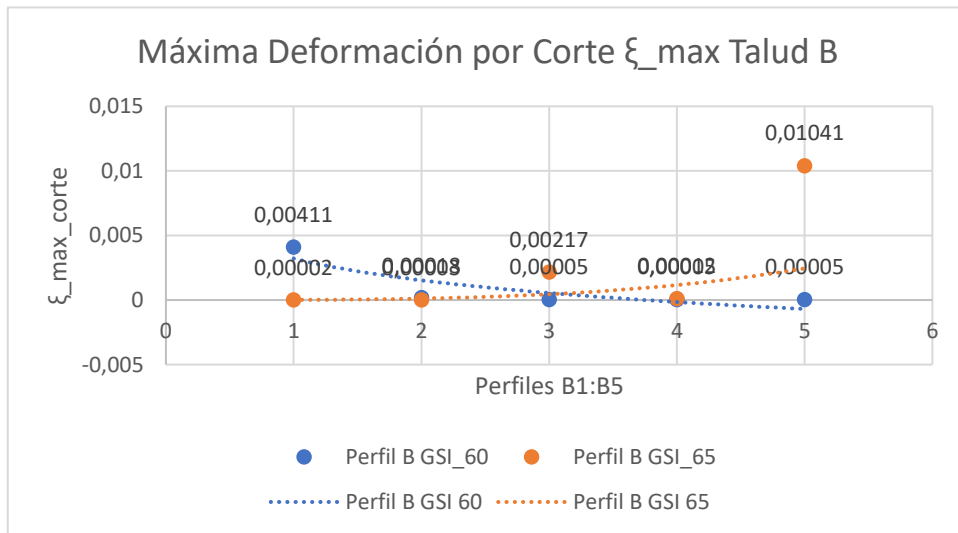


Figura 5.8 – Máxima deformación por corte Talud B

5.3. Esfuerzos Principales

En cuanto a los esfuerzos principales desarrollados en ambos taludes para un GSI=60, en el talud A-1 se alcanzaron esfuerzos máximos principales mayores de aproximadamente 2.14 MPa y 1.26 MPa para el esfuerzo principal menor, mostrados en la Figura 5.9.

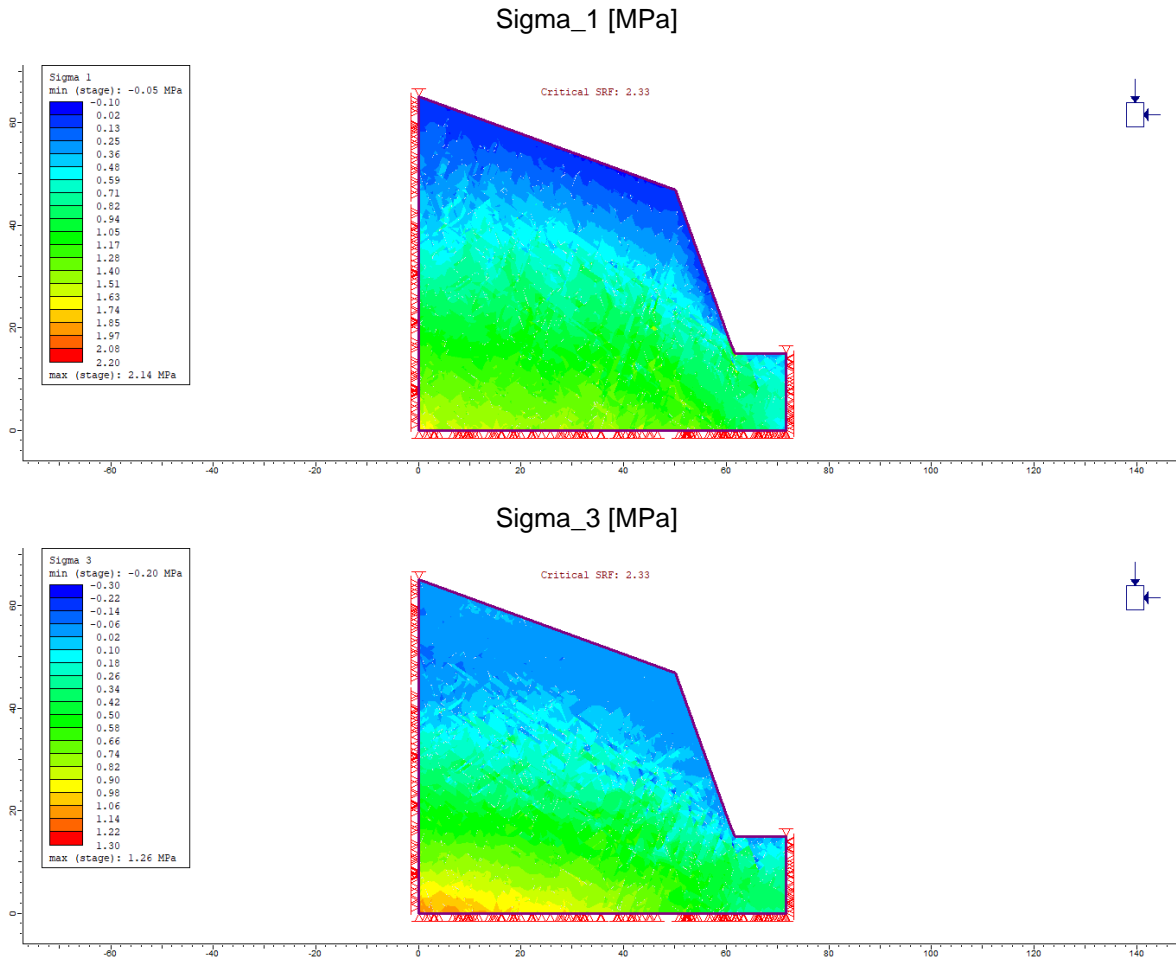


Figura 5.9 - Esfuerzos Principales Sigma_1 y Sigma_3 Perfil A – GSI = 60[10]

Los máximos valores son graficados en la Figura 5.10 para el talud A con GSI=60.

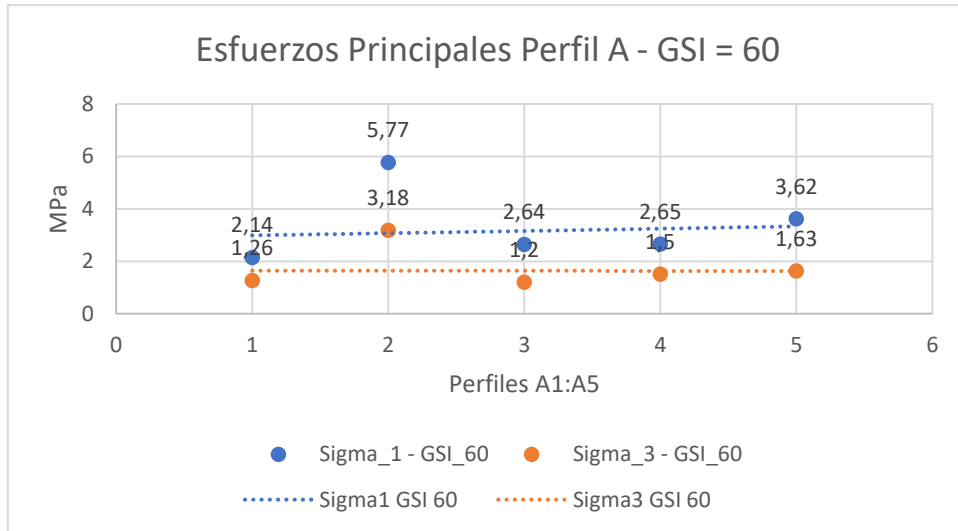


Figura 5.10 – Esfuerzos principales Talud A GSI 60

En el caso de una evaluación de GSI = 66 para el talud A, como se muestra en la Figura 5.10, los esfuerzos principales mayores y menores alcanzaron valores de 5.77 MPa para el esfuerzo principal mayor perfil A2 y de 3.18 MPa para el esfuerzo principal menor, es decir, a mayor capacidad resistente de la roca, mayor es el esfuerzo inducido en ella.

Tabla 5.1 – Esfuerzos Principales σ_1 y σ_3 Perfil A – $GSI = 66[10]$

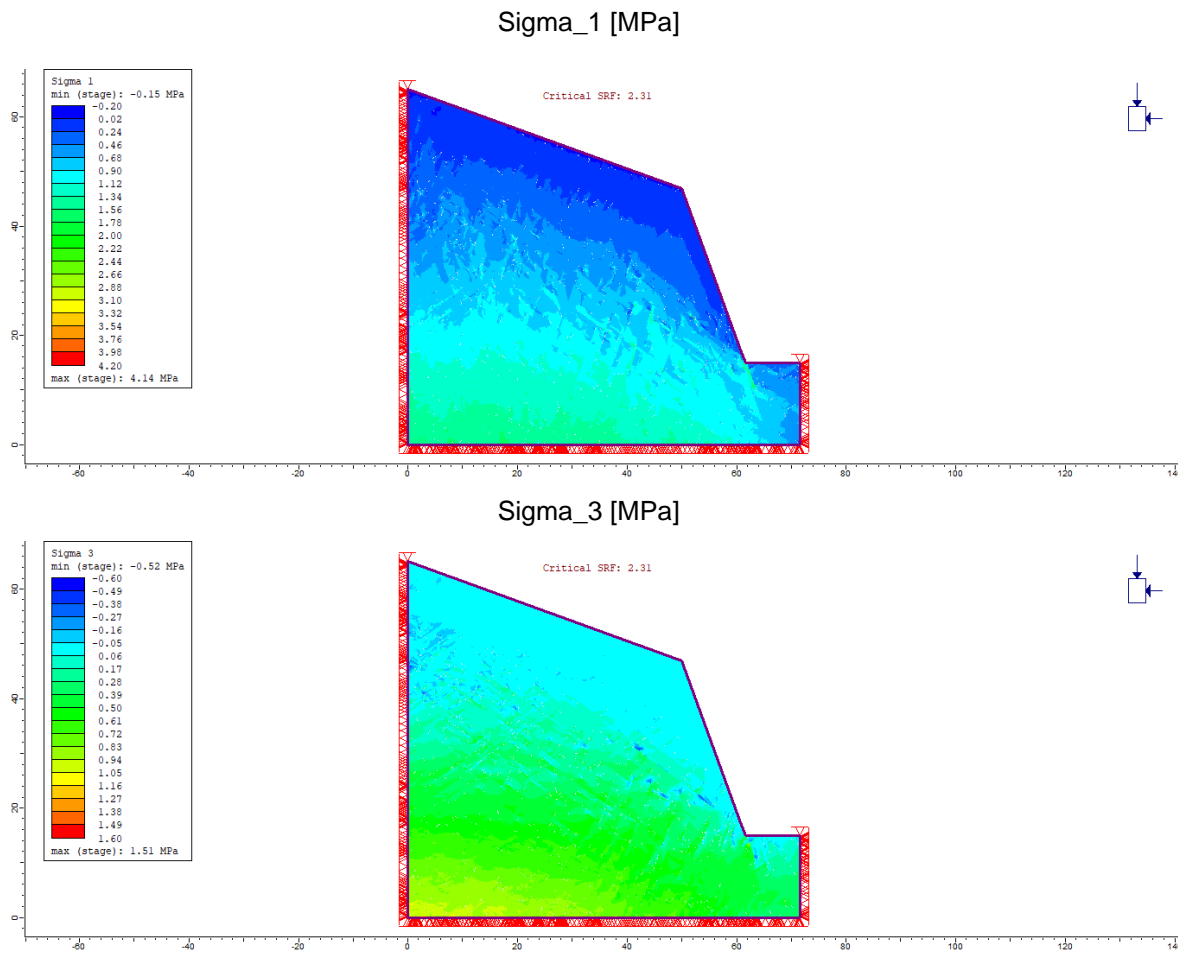


Figura 5.11 - Esfuerzos Principales σ_1 y σ_3 Perfil A – $GSI = 66[10]$

Estos valores se muestran en la Figura 5.12 y se compara el efecto de evaluar el índice GSI en 60 y 66 para el talud A:

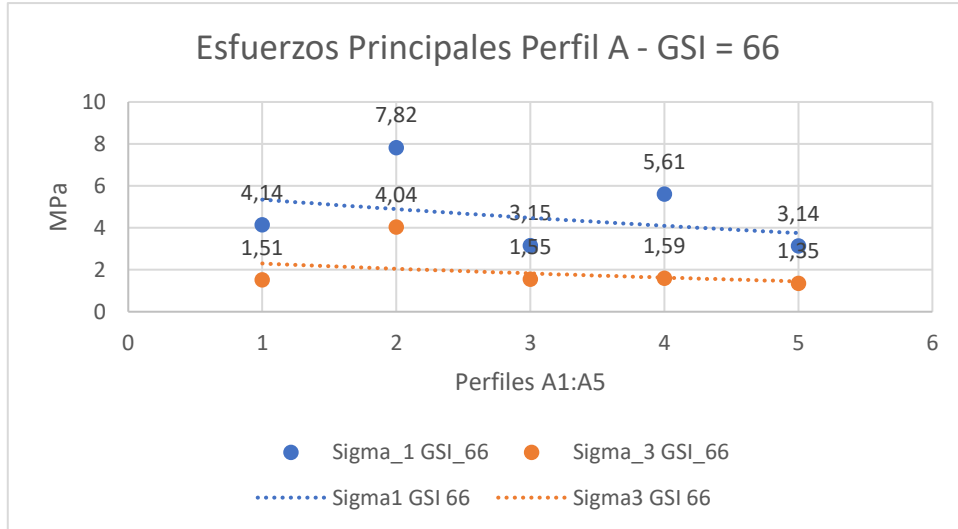


Figura 5.12 – Esfuerzos principales Talud A GSI 66[10]

Se observa un aumento en los esfuerzos principales en el perfil A2 y en general, debido a la mejora en la estimación de GSI de 60 a 66.

Para el caso de los perfiles en el talud B, los esfuerzos principales mayores y menores mostrados en el macizo rocoso para una evaluación de GSI=60 se muestran en la Figura 5.13.

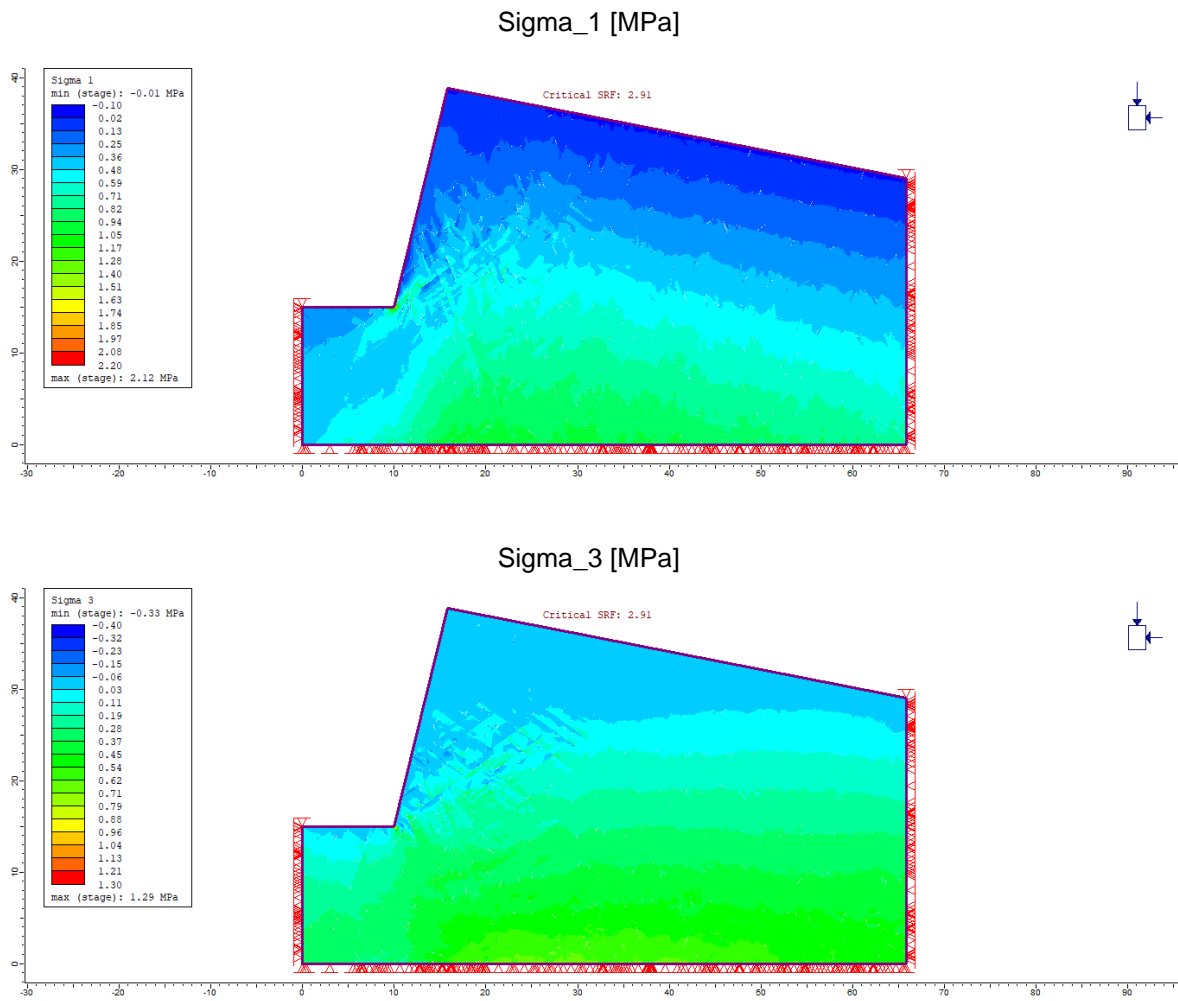


Figura 5.13 - Esfuerzos Principales Σ_1 y Σ_3 Perfil B – GSI = 60

Los máximos valores registrados se muestran en la Figura 5.14 para GSI=60 para el talud B. se observan valores máximos para el esfuerzo principal mayor de aproximadamente 2.25 MPa en el perfil B4 y 1.29 MPa para el esfuerzo principal menor en el perfil A1.

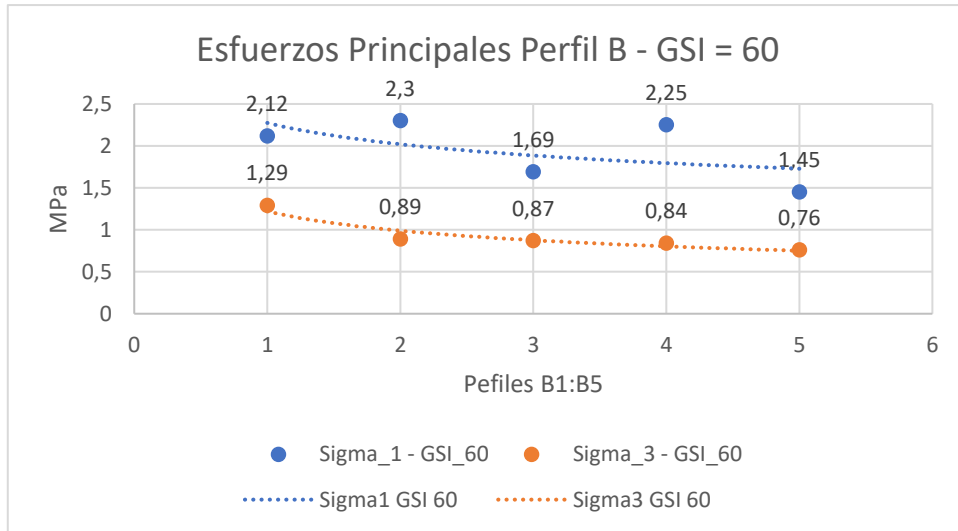


Figura 5.14 – Esfuerzos principales Talud B GSI 60

Se puede observar para este caso de GSI 60, los esfuerzos principales se mantienen constantes en la totalidad de ambos taludes observados.

Para el caso de aumentar la estimación del parámetro GSI para el caso del talud B en 65, los valores de los esfuerzos principales observados se muestran en la Figura 5.15.

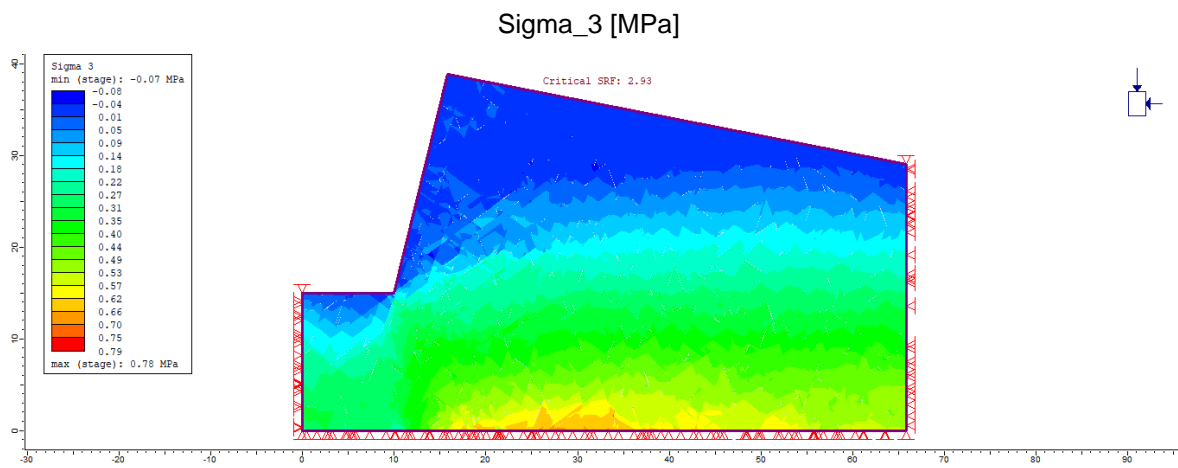
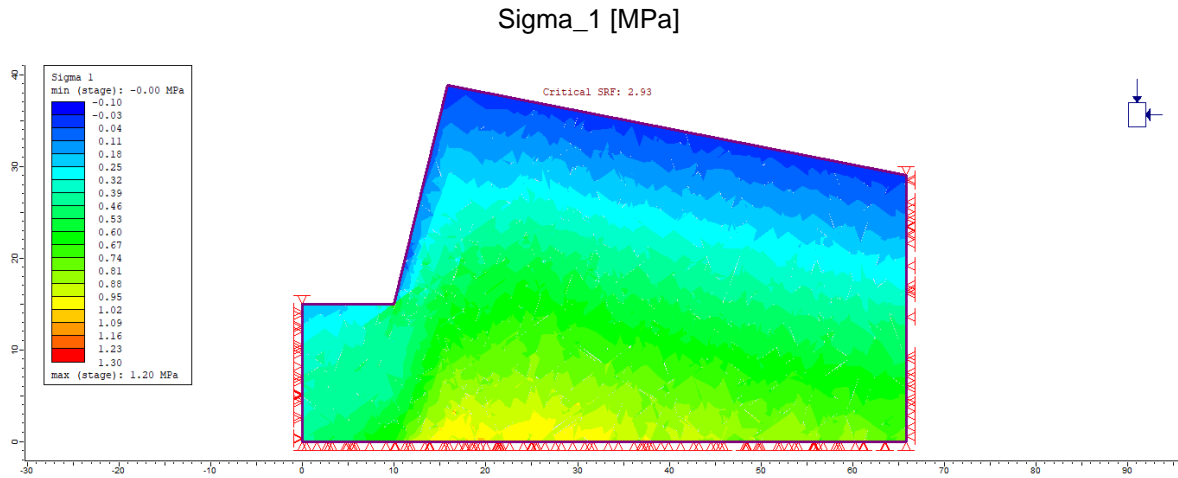


Figura 5.15 – Esfuerzos Principales Sigma_1 y Sigma_3 Perfil B – GSI = 65[10]

Los valores máximos obtenidos para los esfuerzos principales mayores y menores para cada perfil del talud B se grafican en la Figura 5.16 para un valor estimado de GSI=65.

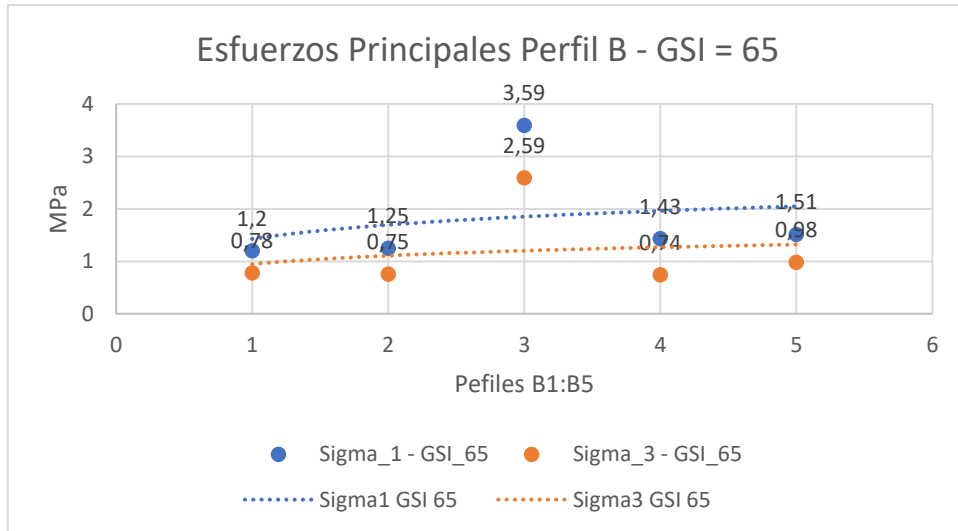


Figura 5.16 – Esfuerzos principales Talud B GSI 65

Se puede observar para este caso de GSI 65, los esfuerzos principales mayores alcanzan valores de aproximadamente 3.59 MPa para el perfil B3 y 2.59 MPa para el esfuerzo principal menor.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones y Comentarios

A través del desarrollo del presente estudio se extraen las siguientes conclusiones:

- El análisis mediante elementos finitos a través del método SSR muestra condiciones de estabilidad en ambos taludes con factores de seguridad por encima de la unidad, lo que sí cumple con las condiciones apreciadas en terreno para el talud A y el talud B, lo que indica que la modelación es la adecuada. En caso de que el factor de seguridad sea menor a la unidad significaría la inestabilidad del talud.
- Aunque los factores obtenidos superan la unidad, muestran un margen de holgura considerable con respecto a este límite, considerando que el límite de estabilidad se estima en valores mayores a 1 para asegurar la estabilidad de la obra en el tiempo. Este comportamiento se puede considerar como un comportamiento *conservador*.
- De la distribución del *Strength Factor* se concluye que el desarrollo de inestabilidad potencial producto de la superación de resistencias inducidas por la excavación es baja o casi despreciable. Los casos de inestabilidad potencial son locales y pueden ser asociados al efecto de las discontinuidades o errores de apreciación de la estructura de la masa de roca (lo que es normal y muy común en la mecánica de rocas aplicada) (Sondaje lineal, no volumétrico).
- Existe una condición o conducta generalizada que permite extraer información consistente respecto al comportamiento de la masa de roca. Los esfuerzos principales obtenidos distribuidos bidimensionalmente permiten confirmar lo anterior, debido a que alcanzan valores inferiores a los valores teóricos.

Pese a la similitud de un factor de seguridad, la deformación por corte obtenida a partir del modelamiento numérico indica una diferencia entre los modos de Falla obtenidos para cada caso. Mientras que para el caso B parece ser a través de una superficie circular generalizada en toda la cara del talud, para el caso A parece ser a través de una falla plana, donde la geometría de Falla se vincula directamente a los sets de estructuras definidas en una zona focalizada, con especial énfasis en las familias estructuras de mayor inclinación.

El presente estudio se puede considerar como una buena introducción a la mecánica de rocas aplicada, ya que, a pesar de haber estimado varias propiedades de la roca intacta y sus discontinuidades mediante aproximaciones empíricas o con ensayos cuyas muestras cumplen condiciones de calidad comparables a las del proyecto, un error en el GSI del 10% no llevaría a errores muy grandes, lo que implica que el haber adoptado materiales análogos o similares es una buena decisión, ya que en Chile no se dispone de dicha información.

6.2. Recomendaciones

Respecto a la clasificación GSI, dependiendo del ojo de cada experto y a la experiencia de este, junto a su conocimiento geológico de la zona, dependerá la valoración cualitativa que se interprete en cada macizo rocoso, subestimando o sobreestimando a veces la calidad de mismo, por lo que se recomienda los siguientes puntos a seguir para obtener una mejor clasificación:

- Hacer un seguimiento periódico de GSI en cada talud para dimensionar el comportamiento que va teniendo el macizo rocoso a lo largo del tiempo, además de las condiciones de las discontinuidades durante la etapa de construcción.
- Revisar y dimensionar mallas *Geo Ruggs* en los lugares donde exista peligro de desprendimiento de roca en la cara del talud. Estas mallas permiten retener los distintos bloques de roca que puedan causar daño en la carretera y así evitar accidentes a los usuarios.
- Investigar el comportamiento de rocas chilenas, su historia geológica y su proceso de diagénesis, importante según los mismos procesos.

En situación de un eventual trabajo futuro a partir de los resultados obtenidos en este trabajo, se recomienda contemplar las siguientes consideraciones:

- Incorporar en el estudio los aspectos tridimensionales, esto es, efectos 3D no considerados en esta oportunidad por limitaciones tecnológicas en los alcances de esta investigación, específicamente evaluar el uso de software de modelamiento en tres dimensiones. Análisis con mejor malla y con una geometría (topografía 3D) ampliada.
- Incluir parámetros y condiciones hidrogeológicas tanto a nivel subterráneo como superficial (nivel freático e infiltración).
- Realizar un análisis de sensibilidad a los parámetros definidos en la metodología experimental, constatando el impacto sobre la estabilidad en los distintos casos de estudio.
- Medir las dimensiones, pendiente y condiciones de terreno para la pared superior de ambos taludes y de esta forma prescindir de la inclinación de 10° asumida.
- Se recomienda hacer ensayos de compresión uniaxial y considerar la posibilidad de ensayos triaxiales *locales*, comparando estimaciones de resistencias de roca y módulos elásticos obtenidos en el presente estudio de forma empírica.
- Aumentar el registro de discontinuidades en terreno, con el fin de ajustar los sets estructurales definidos a una muestra más representativa del macizo rocoso, disminuyendo el error debido al sesgo en el muestreo.
- Realizar un análisis de sensibilidad y estudio preliminar para distintos parámetros de los modelos numéricos, tales como la cantidad máxima de iteraciones, tolerancia de convergencia, tipo de malla y cantidad predefinida de elementos, incluyendo una variación estocástica de los parámetros de resistencia al corte y deformabilidad de la masa de roca.
- Considerar desarrollar programas propios nacionales, tomando en cuenta los materiales rocosos chilenos y las condiciones geológicas y sismológicas de nuestro país.

7. REFERENCIAS

- [1] E. Hoek, *Practical Rock Engineering*. 2006.
- [2] D. U. Deere and D. W. Deere, "The Rock Quality Designation (RQD) in Practice," *Rock Classification Systems for Engineering Purposes*. p. 6, 1988.
- [3] V. C. Godoy Dellepiani, "Variaciones Petrológicas del Batolito Surpatagónico entre los 47.5° - 48° Sur. XI Región de Aysén, Chile.," Andrés Bello, 2017.
- [4] F. Hervé, "The Southern Andes Between 39° and 44°S Latitude: The Geological Signature of a Transpressive Tectonic Regime Related to a Magmatic Arc," in *Tectonics of the Southern Central Andes*, no. January 1994, 1994, pp. 243–248. doi: 10.1007/978-3-642-77353-2.
- [5] M. A. Montes Padilla, "Evolución magmática del Batolito Fueguino, XII región de Magallanes y de la Antártica chilena, Chile," *Anales de la Universidad de Chile*, p. 148, 2013, [Online]. Available: <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/114701>
- [6] E. Hoek, C. Carranza, and B. Corkum, "Hoek-brown failure criterion – 2002 edition," *Narms-Tac*, pp. 267–273, 2002.
- [7] E. Hoek and E. T. Brown, "The Hoek–Brown failure criterion and GSI – 2018 edition," *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 11, no. 3, pp. 445–463, 2019, doi: 10.1016/j.jrmge.2018.08.001.
- [8] A. Russo and E. Hormazabal, "Correlations Between Various Rock Mass Classification Systems, Including Laubscher (MRMR), Bieniawski (RMR), Barton (Q) and Hoek and Marinos (GSI) Systems," *Geotechnical Engineering in the XXI Century: Lessons learned and future challenges*, pp. 2806–2815, 2019, doi: 10.3233/STAL190347.
- [9] D. C. Wyllie and C. W. Mah, *Rock Slope Engineering, Civil and Mining*, 4th ed. Taylor & Francis e-Library, 2005.
- [10] "RS2 | 2D Geotechnical Finite Element Analysis | Rocscience." <https://www.rocscience.com/software/rs2> (accessed Jul. 06, 2021).
- [11] "Google Earth." <https://earth.google.com/web/@-44.44496937,-72.59448212,20.87309726a,198.10088865d,35y,2.20521347h,1.35687791t,-0r/data=OgMKATE?authuser=1&pli=1> (accessed Apr. 07, 2022).
- [12] P. Duhart, M. Mella, D. Quiroz, J. Muñoz, and M. Fanning, "Litología y Geocronología del Batolito Nor-Patagónico en el área de Puerto Aysén-Puerto Chacabuco (45°30' S), Región de Aysén, Chile," *Artículos De Congresos*, pp. 401–403, 2012.
- [13] "Form follows function – A 1947 commemorative article series | VolcanoCafe." <https://www.volcanocafe.org/form-follows-function-a-1947-commemorative-article-series/> (accessed Apr. 07, 2022).
- [14] F. Hervé, R. J. Pankhurst, C. M. Fanning, M. Calderón, and G. M. Yaxley, "The South Patagonian batholith: 150 my of granite magmatism on a plate margin," *Lithos*, vol. 97, no. 3–4, pp. 373–394, 2007, doi: 10.1016/j.lithos.2007.01.007.
- [15] L. I. González de Vallejo, M. Ferrer, L. Ortuño, and C. Oteo, *Ingeniería Geológica*. Pearson Educación, S.A., 2002.
- [16] P. Ramírez and L. Alejano, "Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes," *Journal of Chemical Information and Modeling*, p. 300, 2004.

- [17] L. Gonzalez de Vallejo, "Criterios de rotura y clasificaciones geomecánicas," vol. 0, pp. 17–31, 2002.
- [18] E. Hoek and E. T. Brown, "Practical estimates of rock mass strength," pp. 1–1, 1997.
- [19] M. Cai, "Practical Estimates of Tensile Strength and Hoek–Brown Strength Parameter m_i of Brittle Rocks," *Rock Mechanics and Rock Engineering* 2009 43:2, vol. 43, no. 2, pp. 167–184, May 2009, doi: 10.1007/S00603-009-0053-1.
- [20] Walter. Wittke, "Rock mechanics based on an anisotropic jointed rock model (AJRM)," p. 875, 2014.
- [21] N. Barton, "Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions," *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 5, no. 4, pp. 249–261, 2013, doi: 10.1016/j.jrmge.2013.05.008.
- [22] E. Hoek, P. Marinos, and M. Benissi, "Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation," *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, vol. 57, no. 2, pp. 151–160, 1998, doi: 10.1007/s100640050031.
- [23] A. S. Serasa, G. T. Lai, A. G. Rafek, A. Hussin, L. Khai Ern, and T. R. Mohamed, "Peak friction angle estimation from joint roughness coefficient of discontinuities of limestone in peninsular Malaysia," *Sains Malays*, vol. 46, no. 2, pp. 181–188, Feb. 2017, doi: 10.17576/JSM-2017-4602-01.
- [24] R. Ulusay, *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014*. 2015. doi: 10.1007/978-3-319-07713-0.
- [25] E. Hoek and P. Marinos, "A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion," *Soils and Rocks*, vol. 30, no. 2, pp. 85–92, 2007.
- [26] P. Marinos and E. Hoek, "GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation.," *ISRM International Symposium 2000, IS 2000*, 2018.
- [27] D. U. Deere, "Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes," 1963.
- [28] A. Palmström, "Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD)," *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 20, no. 4, pp. 362–377, 2005, doi: 10.1016/j.tust.2005.01.005.
- [29] S. D. Priest and J. A. Hudson, "Discontinuity Spacings in Rock," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, vol. 13, no. 1, pp. 135–148, 1976.
- [30] Z. T. Bieniawski, "Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering," *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*, 1989, Accessed: Jun. 20, 2021. [Online]. Available: https://books.google.cl/books?hl=es&lr=&id=pejDUvjwPdMC&oi=fnd&pg=PP13&dq=bieniawski+1989&ots=4UkgQxY2_n&sig=NX3jonh_-8iyo8ySp769rle5qeE
- [31] A. Palmström and E. Broch, "Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system," *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 21, no. 6, pp. 575–593, 2006, doi: 10.1016/j.tust.2005.10.005.
- [32] E. García Gonzalez, "Un Parámetro Geomecánico Algo Inquietante, el RQD".

- [33] S. Tzamos and A. I. Sofianos, "A correlation of four rock mass classification systems through their fabric indices," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 44, no. 4, pp. 477–495, 2007, doi: 10.1016/j.ijrmms.2006.08.003.
- [34] R. Bertuzzi, "Revisiting rock classification to estimate rock mass properties," *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 11, no. 3, pp. 494–510, 2019, doi: 10.1016/j.jrmge.2018.08.011.
- [35] S. Muntazir Abbas and H. Konietzky, "Rock mass classification systems," *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*, no. November, pp. 287–304, 2014, doi: 10.1201/b16520-20.
- [36] M. S. Perez Rodriguez *et al.*, "Estudio comparativo entre sistemas de clasificación geomecánica en un depósito tipo Pórfido," *Boletín de Ciencias de la Tierra*, no. 43, pp. 34–44, 2018, doi: 10.15446/rbct.n43.67217.
- [37] N. Barton, R. Lien, and J. Lunde, "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support.," *Norg Geotek Inst, Publ*, no. 106. 1974. doi: 10.1016/0148-9062(75)91319-4.
- [38] E. Eberhardt, "The Hoek-Brown failure criterion," *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 45, no. 6, pp. 981–988, 2012, doi: 10.1007/s00603-012-0276-4.
- [39] Rockscience, "Review: GSI and Hoek and Brown Procedure," *Rockscience.com*, no. 4, pp. 0–4, 2002, [Online]. Available: <http://www.rockscience.com/products/RocLab.asp>
- [40] E. Hoek and B. Corkum, "El criterio de rotura de Hoek-Brown – Edición 2002," no. 1, pp. 1–8, 2002.
- [41] V. Marinos and T. G. Carter, "Maintaining geological reality in application of GSI for design of engineering structures in rock," *Engineering Geology*, vol. 239, pp. 282–297, May 2018, doi: 10.1016/j.enggeo.2018.03.022.
- [42] E. Hoek and E. T. Brown, "The Hoek–Brown failure criterion and GSI – 2018 edition," *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 11, no. 3, pp. 445–463, 2019, doi: 10.1016/j.jrmge.2018.08.001.
- [43] P. Marinos and E. Hoek, "Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as Flysch Estimation des propriétés géotechniques des masses rocheuses hétérogènes, comme le flysch," *Bull. Engg. Geol. Env*, vol. 60, pp. 85–92, 2001.
- [44] E. Hoek, "A brief history of the Hoek-Brown criterion," *Program:" RocLab"*, URL: <http://www.rockscience.com>, vol. 33, no. 3, pp. 1–7, 2002, [Online]. Available: <http://scholar.google.com/scholar?hl=en&btnG=Search&q=intitle:Brief+history+of+the+Hoek-Brown+criterion#1>
- [45] P. Ván and B. Vásárhelyi, "Sensitivity analysis of the generalized Hoek-Brown failure criterion," *ISRM International Symposium - EUROCK 2013*, pp. 835–840, 2013, doi: 10.1201/b15683-143.
- [46] "Skempton, A.W. (1964) Long Term Stability of Clay Slopes. *Geotechnique*, 14, 77-107. - References - Scientific Research Publishing." [https://www.scirp.org/\(S\(vtj3fa45qm1ean45vffcz55\)\)/reference/referencespapers.aspx?referenceid=1855438](https://www.scirp.org/(S(vtj3fa45qm1ean45vffcz55))/reference/referencespapers.aspx?referenceid=1855438) (accessed Jun. 18, 2021).

- [47] J. M. Duncan and C.-Y. Chang, "Erratum for 'Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils,'" *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 97, no. 11. pp. 1597–1597, 1971. doi: 10.1061/jsfeaq.0001706.
- [48] G. Balmer, "A general analysis solution for Mohr's envelope.," *ci.nii.ac.jp*, 1952, Accessed: Jun. 19, 2021. [Online]. Available: <https://ci.nii.ac.jp/naid/10012330961/>
- [49] F. D. Patton, "Multiple Modes of Shear Failure In Rock." OnePetro, Sep. 25, 1966.
- [50] "Resistencia de discontinuidades." <https://www.slideshare.net/TonyCanqui/resistencia-de-discontinuidades> (accessed Jul. 06, 2021).
- [51] E. Hoek and P. Londe, "The Design of Rock Slopes and Foundations," Denver, 1974.
- [52] E. Hoek and C. D. Martin, "Fracture initiation and propagation in intact rock - A review," *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 6, no. 4, pp. 287–300, 2014, doi: 10.1016/j.jrmge.2014.06.001.
- [53] E. Hoek, T. G. Carter, and M. S. Diederichs, "Quantification of the geological strength index chart," *47th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium 2013*, vol. 3, pp. 1757–1764, 2013.
- [54] E. SALINAS, "Análisis de propiedades geotécnicas de algunas rocas comunes en Chile," Universidad de Chile.
- [55] E. Hoek and M. S. Diederichs, "Empirical estimation of rock mass modulus," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 43, no. 2, pp. 203–215, 2006, doi: 10.1016/j.ijrmms.2005.06.005.
- [56] B. Singh and R. K. Goel, *Rock Mass Classification. A Practical Approach in Civil Engineering*. 1999.
- [57] B. A. Lógó and B. Vásárhelyi, "Estimation of the poisson's rate of the intact rock in the function of the rigidity," *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, vol. 63, no. 4, pp. 1030–1037, Dec. 2019, doi: 10.3311/PPci.14946.
- [58] E. Hoek and E. T. Brown, "Estimacion de la resistencia de macizos rocosos en la practica," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, no. C, p. 28, 1997.
- [59] E. Hoek, P. G. Marinos, and V. P. Marinos, "Characterisation and engineering properties of tectonically undisturbed but lithologically varied sedimentary rock masses," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 42, no. 2, pp. 277–285, 2005, doi: 10.1016/j.ijrmms.2004.09.015.
- [60] L. J. Lorig and P. M. Varona, "Practical slope-stability analysis using finite-difference codes," no. May, 2001.
- [61] H. Sonmez and R. Ulusay, "Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to stability of slopes," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 36, no. 6, pp. 743–760, Sep. 1999, doi: 10.1016/S0148-9062(99)00043-1.
- [62] T. G. Carter, M. S. Diederichs, and J. L. Carvalho, "Application of modified Hoek-Brown transition relationships for assessing strength and post yield behaviour at both ends of the rock competence scale," *J South Afr Inst Min Metall*, vol. 108, no. 6, pp. 325–338, 2008.
- [63] E. Hoek, "Uniaxial compressive strength versus Global strength in the Hoek- Brown criterion," *Rocscience*, pp. 1–5, 2005.
- [64] I. Hawkes and M. Mellor, "UNIAXIAL TESTING IN ROCK MECHANICS LABORATORIES," vol. 4, 1970.

- [65] E. Juárez Badillo and A. Rico Rodríguez, "Mecánica de suelos, Tomo I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos," *Mecánica de Suelos*. p. 644, 2005.
- [66] J. A. Franklin and R. Chandra, "The slake-durability test," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and*, vol. 9, no. 3, pp. 325–328, May 1972, doi: 10.1016/0148-9062(72)90001-0.
- [67] R. A. Arteaga Rùth, "MODELAMIENTO NUMÉRICO DEL COMPORTAMIENTO TRIAXIAL VERDADERO DE ROCA INTACTA MEDIANTE ELEMENTOS DISCRETOS Y SUS IMPLICANCIAS EN EL DISEÑO MINERO," 2015. doi: 10.1787/9789264225787-2-es.
- [68] E. Hoek and C. D. Martin, "Fracture initiation and propagation in intact rock - A review," *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 6, no. 4, pp. 287–300, 2014, doi: 10.1016/j.jrmge.2014.06.001.
- [69] V. Marinos, P. Marinos, and E. Hoek, "The geological strength index: Applications and limitations," *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, vol. 64, no. 1, pp. 55–65, 2005, doi: 10.1007/s10064-004-0270-5.
- [70] R. E. Goodman and J. W. Bray, "Toppling of Rock Slopes," 1976. Accessed: Jul. 06, 2021. [Online]. Available: [https://www.scirp.org/\(S\(oyulxb452alnt1aej1nfow45\)\)/reference/ReferencesPapers.aspx?ReferenceID=1855336](https://www.scirp.org/(S(oyulxb452alnt1aej1nfow45))/reference/ReferencesPapers.aspx?ReferenceID=1855336)
- [71] M. Nikolić, T. Roje-Bonacci, and A. Ibrahimbegović, "OVERVIEW OF THE NUMERICAL METHODS FOR THE MODELLING OF ROCK MECHANICS PROBLEMS," *Tehnicki Vjesnik*, vol. 23, no. 2, pp. 627–637, 2016, doi: 10.17559/TV-20140521084228.
- [72] R. E. Hammah, T. Yacoub, B. Corkum, and J. H. Curran, "The Practical Modelling of Discontinuous Rock Masses with Finite Element Analysis," 2008.
- [73] F. Ebrahimi, *FINITE ELEMENT ANALYSIS - APPLICATIONS IN ENGINEERING MECHANICAL*. 2012.
- [74] J. Celigüeta, "Método de los Elementos Finitos para Análisis Estructural." 2008. [Online]. Available: <http://dadun.unav.edu/handle/10171/19069>
- [75] "RSData | Strength and Stress Analysis of Rock and Soil Materials." <https://www.rocscience.com/software/rsdata> (accessed Apr. 12, 2022).
- [76] E. Hoek and E. T. Brown, "The Hoek–Brown failure criterion and GSI – 2018 edition," *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 11, no. 3, pp. 445–463, 2019, doi: 10.1016/j.jrmge.2018.08.001.
- [77] E. Hoek and P. Marinos, "A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion," *Soils and Rocks*, vol. 30, no. 2, pp. 85–92, 2007.
- [78] "Portal Geomin." <https://portalgeominbeta.sernageomin.cl/> (accessed Apr. 10, 2022).
- [79] "Google Maps." <https://www.google.com/maps/@-33.0436478,-71.6079893,15z> (accessed Apr. 10, 2022).
- [80] "Google Earth." <https://www.google.com/intl/es/earth/> (accessed Apr. 07, 2022).
- [81] "Dirección de Vialidad - Manual de Carreteras." <https://vialidad.mop.gob.cl/areasdevialidad/manualdecarreteras/Paginas/queesmanualdecarreteras.aspx> (accessed Nov. 22, 2021).

- [82] R. S. Blewett, B. L. N. Kennett, and D. L. Huston, *Shaping a Nation: A Geology of Australia*. Canberra: Commonwealth of Australia (Geoscience Australia) and ANU E Press, 2012. doi: 10.22459/SN.08.2012.
- [83] “NGMDB Product Description Page.” https://ngmdb.usgs.gov/Prodesc/proddesc_19719.htm (accessed Apr. 12, 2022).
- [84] “RSData | Strength and Stress Analysis of Rock and Soil Materials.” <https://www.rocscience.com/software/rsdata> (accessed Nov. 15, 2021).
- [85] “Pesos Especificos | PDF | Cemento | Sustancias químicas.” <https://es.scribd.com/doc/101977937/Pesos-Especificos> (accessed Nov. 23, 2021).
- [86] M. Suárez Dittus, “Notas geoquímicas preliminares del batolito patagónico al sur de Tierra del Fuego, Chile,” *Revista geológica de Chile: An international journal on andean geology*, no. 4, pp. 15–33, 1977.
- [87] E. I. Dzogolyk Valdenegro, “Termobarometría de Aluminio en Hornblenda en el Batolito Surpatagónico.” 2007.
- [88] Z. T. Bieniawski, “Rock mass classification in rock engineering, in: Bieniawski, Z.T. (Ed.), Exploration for rock engineering, Proceedings of the Symposium Expl.,” *Rock Engineering, Johannesburg*, pp. ., pp. 97–106, 1976, Accessed: Jul. 04, 2021. [Online]. Available: [https://www.scirp.org/\(S\(i43dyn45teexjx455qlt3d2q\)\)/reference/ReferencesPapers.aspx?ReferenceID=1424309](https://www.scirp.org/(S(i43dyn45teexjx455qlt3d2q))/reference/ReferencesPapers.aspx?ReferenceID=1424309)
- [89] N. Barton and E. Grimstad, “Updating the Q-system for NMT,” no. January 1993, 1993.
- [90] R. P. Bewick, P. K. Kaiser, and F. Amann, “Strength of massive to moderately jointed hard rock masses,” *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 11, no. 3, pp. 562–575, 2019, doi: 10.1016/j.jrmge.2018.10.003.
- [91] J. M. Duncan and H. Member, “FACTORS OF SAFETY AND RELIABILITY IN GEOTECHNICAL ENGINEERING,” *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING*, p. 307, 2000, Accessed: Apr. 17, 2022. [Online]. Available: <http://pubs.asce.org/copyright>
- [92] “Documentation | Joint Model: Parallel Statistical.” <https://www.rocscience.com/help/rs2/documentation/rs2-model/joints/joint-networks/add-joint-networks/joint-model-parallel-statistical> (accessed Apr. 17, 2022).
- [93] “Estimating Joint Stiffness”.
- [94] M. Cai, “Practical estimates of tensile strength and Hoek-Brown strength parameter m_i of brittle rocks,” *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 43, no. 2, pp. 167–184, Mar. 2010, doi: 10.1007/S00603-009-0053-1.

8. ANEXOS

Tabla 8.1 – Clasificación RMR perfiles del Talud A

RMR PERFIL A-1													
Parámetros			Rangos de valores							Puntuación			
1	Resistencia de la roca intacta	Carga puntual	> 10 [MPa]	15	4 - 10 [MPa]	12	2 - 4 [MPa]	7	1 - 2 [MPa]	4	Para este rango, preferir UCS	12	
		Carga uniaxial	> 250 [MPa]		100-250 [MPa]		50-100 [MPa]		25-50 [MPa]				5-25 Mpa
2	ROD [%]		90-100 [%]	20	75-90 [%]	17	50-75 [%]	13	25-50 [%]	8	< 25 [%]	5	13
3	Espaciamiento de juntas		> 2 m	20	0.6 - 2 m	15	200-600 mm	10	60-200 mm	8	< 60mm	5	8
4	Condición Juntas	Persistencia	< 1m	6	1 - 3m	4	3 - 10 m	2	10 - 20 m	1	>20m	0	2
		Apertura	Cerrada	6	< 0.1mm	5	0.1 - 1mm	4	1 - 5mm	1	> 5mm	0	4
		Rugosidad	Muy rugosa	6	Rugosa	5	Levemente rugoso	3	Suave	1	Laminado	0	5
		Relleno	Limpia	6	Relleno duro	4	Relleno duro >5mm	2	Relleno suave <5mm	2	Relleno suave >5mm	0	4
		Meteorización	Sana	6	Levemente meteoriz	5	Moderadam. Meteor	3	Altamente meteoriz.	1	Descompuesta	0	5
5	Agua Subterránea		Seco	15	Húmedo	10	Mojado	7	Goteo	4	Flujo	0	10
Clase de Macizo Rocoso											63		
RMR			100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 1						
Descripción			I - MUY BUENA	II - BUENA	III - REGULAR	IV - MALA	V - MUY MALA					II - BUENA	

RMR PERFIL A-2													
Parámetros			Rangos de valores							Puntuación			
1	Resistencia de la roca intacta	Carga puntual	> 10 [MPa]	15	4 - 10 [MPa]	12	2 - 4 [MPa]	7	1 - 2 [MPa]	4	Para este rango, preferir UCS	12	
		Carga uniaxial	> 250 [MPa]		100-250 [MPa]		50-100 [MPa]		25-50 [MPa]				5-25 Mpa
2	ROD [%]		90-100 [%]	20	75-90 [%]	17	50-75 [%]	13	25-50 [%]	8	< 25 [%]	5	13
3	Espaciamiento de juntas		> 2 m	20	0.6 - 2 m	15	200-600 mm	10	60-200 mm	8	< 60mm	5	10
4	Condición Juntas	Persistencia	< 1m	6	1 - 3m	4	3 - 10 m	2	10 - 20 m	1	>20m	0	4
		Apertura	Cerrada	6	< 0.1mm	5	0.1 - 1mm	4	1 - 5mm	1	> 5mm	0	4
		Rugosidad	Muy rugosa	6	Rugosa	5	Levemente rugoso	3	Suave	1	Laminado	0	5
		Relleno	Limpia	6	Relleno duro	4	Relleno duro >5mm	2	Relleno suave <5mm	2	Relleno suave >5mm	0	4
		Meteorización	Sana	6	Levemente meteoriz	5	Moderadam. Meteor	3	Altamente meteoriz.	1	Descompuesta	0	5
5	Agua Subterránea		Seco	15	Húmedo	10	Mojado	7	Goteo	4	Flujo	0	10
Clase de Macizo Rocoso											67		
RMR			100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 1						
Descripción			I - MUY BUENA	II - BUENA	III - REGULAR	IV - MALA	V - MUY MALA					II - BUENA	

RMR PERFIL A-3													
Parámetros			Rangos de valores							Puntuación			
1	Resistencia de la roca intacta	Carga puntual	> 10 [MPa]	15	4 - 10 [MPa]	12	2 - 4 [MPa]	7	1 - 2 [MPa]	4	Para este rango, preferir UCS	12	
		Carga uniaxial	> 250 [MPa]		100-250 [MPa]		50-100 [MPa]		25-50 [MPa]				5-25 Mpa
2	ROD [%]		90-100 [%]	20	75-90 [%]	17	50-75 [%]	13	25-50 [%]	8	< 25 [%]	5	13
3	Espaciamiento de juntas		> 2 m	20	0.6 - 2 m	15	200-600 mm	10	60-200 mm	8	< 60mm	5	10
4	Condición Juntas	Persistencia	< 1m	6	1 - 3m	4	3 - 10 m	2	10 - 20 m	1	>20m	0	4
		Apertura	Cerrada	6	< 0.1mm	5	0.1 - 1mm	4	1 - 5mm	1	> 5mm	0	4
		Rugosidad	Muy rugosa	6	Rugosa	5	Levemente rugoso	3	Suave	1	Laminado	0	5
		Relleno	Limpia	6	Relleno duro	4	Relleno duro >5mm	2	Relleno suave <5mm	2	Relleno suave >5mm	0	4
		Meteorización	Sana	6	Levemente meteoriz	5	Moderadam. Meteor	3	Altamente meteoriz.	1	Descompuesta	0	5
5	Agua Subterránea		Seco	15	Húmedo	10	Mojado	7	Goteo	4	Flujo	0	10
Clase de Macizo Rocoso											67		
RMR			100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 1						
Descripción			I - MUY BUENA	II - BUENA	III - REGULAR	IV - MALA	V - MUY MALA					II - BUENA	

RMR PERFIL A-4													
Parámetros			Rangos de valores							Puntuación			
1	Resistencia de la roca intacta	Carga puntual	> 10 [MPa]	15	4 - 10 [MPa]	12	2 - 4 [MPa]	7	1 - 2 [MPa]	4	Para este rango, preferir UCS	12	
		Carga uniaxial	> 250 [MPa]		100-250 [MPa]		50-100 [MPa]		25-50 [MPa]				5-25 Mpa
2	ROD [%]		90-100 [%]	20	75-90 [%]	17	50-75 [%]	13	25-50 [%]	8	< 25 [%]	5	13
3	Espaciamiento de juntas		> 2 m	20	0.6 - 2 m	15	200-600 mm	10	60-200 mm	8	< 60mm	5	8
4	Condición Juntas	Persistencia	< 1m	6	1 - 3m	4	3 - 10 m	2	10 - 20 m	1	>20m	0	2
		Apertura	Cerrada	6	< 0.1mm	5	0.1 - 1mm	4	1 - 5mm	1	> 5mm	0	4
		Rugosidad	Muy rugosa	6	Rugosa	5	Levemente rugoso	3	Suave	1	Laminado	0	5
		Relleno	Limpia	6	Relleno duro	4	Relleno duro >5mm	2	Relleno suave <5mm	2	Relleno suave >5mm	0	4
		Meteorización	Sana	6	Levemente meteoriz	5	Moderadam. Meteor	3	Altamente meteoriz.	1	Descompuesta	0	5
5	Agua Subterránea		Seco	15	Húmedo	10	Mojado	7	Goteo	4	Flujo	0	10
Clase de Macizo Rocoso											63		
RMR			100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 1						
Descripción			I - MUY BUENA	II - BUENA	III - REGULAR	IV - MALA	V - MUY MALA					II - BUENA	

RMR PERFIL A-5													
Parámetros			Rangos de valores							Puntuación			
1	Resistencia de la roca intacta	Carga puntual	> 10 [Mpa]	15	4 - 10 [MPa]	12	2 - 4 [MPa]	7	1 - 2 [MPa]	4	Para este rango, preferir UCS 5-25 Mpa 2 1-5 Mpa 1 <1 Mpa 0	12	
		Carga uniaxial	> 250 [MPa]		100-250 [MPa]		50-100 [MPa]		25-50 [MPa]				
2	ROD [%]		90-100 [%]	20	75-90 [%]	17	50-75 [%]	13	25-50 [%]	8	< 25 [%]	5	13
3	Espaciamiento de juntas		> 2 m	20	0.6 - 2 m	15	200-600 mm	10	60-200 mm	8	< 60mm	5	8
4	Condición Juntas	Persistencia	< 1m	6	1 - 3m	4	3 - 10 m	2	10 - 20 m	1	>20m	0	2
		Apertura	Cerrada	6	< 0.1mm	5	0.1 - 1mm	4	1 - 5mm	1	> 5mm	0	4
		Rugosidad	Muy rugosa	6	Rugosa	5	Levemente rugoso	3	Suave	1	Laminado	0	5
		Relleno	Limpia	6	Relleno duro	4	Relleno duro >5mm	2	Relleno suave <5mm	2	Relleno suave >5mm	0	4
		Meteorización	Sana	6	Levemente meteoriz.	5	Moderadam. Meteor.	3	Altamente meteoriz.	1	Descompuesta	0	5
5	Agua Subterránea		Seco	15	Húmedo	10	Mojado	7	Goteo	4	Flujo	0	10
Clase de Macizo Rocoso											63		
RMR			100 - 81		80 - 61		60 - 41		40 - 21		20 - 1		
Descripción			I - MUY BUENA		II - BUENA		III - REGULAR		IV - MALA		V - MUY MALA		II - BUENA

Fuente: Elab. Propia.

Tabla 8.2 – Clasificación RMR perfiles del Talud B

RMR PERFIL B-1													
Parámetros			Rangos de valores							Puntuación			
1	Resistencia de la roca intacta	Carga puntual	> 10 [Mpa]	15	4 - 10 [MPa]	12	2 - 4 [MPa]	7	1 - 2 [MPa]	4	Para este rango, preferir UCS 5-25 Mpa 2 1-5 Mpa 1 <1 Mpa 0	12	
		Carga uniaxial	> 250 [MPa]		100-250 [MPa]		50-100 [MPa]		25-50 [MPa]				
2	ROD [%]		90-100 [%]	20	75-90 [%]	17	50-75 [%]	13	25-50 [%]	8	< 25 [%]	5	13
3	Espaciamiento de juntas		> 2 m	20	0.6 - 2 m	15	200-600 mm	10	60-200 mm	8	< 60mm	5	10
4	Condición Juntas	Persistencia	< 1m	6	1 - 3m	4	3 - 10 m	2	10 - 20 m	1	>20m	0	2
		Apertura	Cerrada	6	< 0.1mm	5	0.1 - 1mm	4	1 - 5mm	1	> 5mm	0	4
		Rugosidad	Muy rugosa	6	Rugosa	5	Levemente rugoso	3	Suave	1	Laminado	0	5
		Relleno	Limpia	6	Relleno duro	4	Relleno duro >5mm	2	Relleno suave <5mm	2	Relleno suave >5mm	0	4
		Meteorización	Sana	6	Levemente meteoriz.	5	Moderadam. Meteor.	3	Altamente meteoriz.	1	Descompuesta	0	5
5	Agua Subterránea		Seco	15	Húmedo	10	Mojado	7	Goteo	4	Flujo	0	10
Clase de Macizo Rocoso											65		
RMR			100 - 81		80 - 61		60 - 41		40 - 21		20 - 1		
Descripción			I - MUY BUENA		II - BUENA		III - REGULAR		IV - MALA		V - MUY MALA		II - BUENA

RMR PERFIL B-2													
Parámetros			Rangos de valores							Puntuación			
1	Resistencia de la roca intacta	Carga puntual	> 10 [Mpa]	15	4 - 10 [MPa]	12	2 - 4 [MPa]	7	1 - 2 [MPa]	4	Para este rango, preferir UCS 5-25 Mpa 2 1-5 Mpa 1 <1 Mpa 0	12	
		Carga uniaxial	> 250 [MPa]		100-250 [MPa]		50-100 [MPa]		25-50 [MPa]				
2	ROD [%]		90-100 [%]	20	75-90 [%]	17	50-75 [%]	13	25-50 [%]	8	< 25 [%]	5	13
3	Espaciamiento de juntas		> 2 m	20	0.6 - 2 m	15	200-600 mm	10	60-200 mm	8	< 60mm	5	8
4	Condición Juntas	Persistencia	< 1m	6	1 - 3m	4	3 - 10 m	2	10 - 20 m	1	>20m	0	2
		Apertura	Cerrada	6	< 0.1mm	5	0.1 - 1mm	4	1 - 5mm	1	> 5mm	0	4
		Rugosidad	Muy rugosa	6	Rugosa	5	Levemente rugoso	3	Suave	1	Laminado	0	5
		Relleno	Limpia	6	Relleno duro	4	Relleno duro >5mm	2	Relleno suave <5mm	2	Relleno suave >5mm	0	4
		Meteorización	Sana	6	Levemente meteoriz.	5	Moderadam. Meteor.	3	Altamente meteoriz.	1	Descompuesta	0	5
5	Agua Subterránea		Seco	15	Húmedo	10	Mojado	7	Goteo	4	Flujo	0	10
Clase de Macizo Rocoso											63		
RMR			100 - 81		80 - 61		60 - 41		40 - 21		20 - 1		
Descripción			I - MUY BUENA		II - BUENA		III - REGULAR		IV - MALA		V - MUY MALA		II - BUENA

RMR PERFIL B-3																
Parámetros			Rangos de valores							Puntuación						
1	Resistencia de la roca intacta	Carga puntual	> 10 [Mpa]	15	4 - 10 [MPa]	12	2 - 4 [MPa]	7	1 - 2 [MPa]	4	Para este rango, preferir UCS				12	
		Carga uniaxial	> 250 [MPa]		100-250 [MPa]		50-100 [MPa]		25-50 [MPa]		5-25 Mpa	2	1-5 Mpa	1		<1 Mpa
2	RQD [%]		90-100 [%]	20	75-90 [%]	17	50-75 [%]	13	25-50 [%]	8	< 25 [%]				5	13
3	Espaciamiento de juntas		> 2 m	20	0.6 - 2 m	15	200-600 mm	10	60-200 mm	8	< 60mm				5	10
4	Condición Juntas	Persistencia	< 1m	6	1 - 3m	4	3 -10 m	2	10 - 20 m	1	>20m				0	2
		Apertura	Cerrada	6	< 0.1mm	5	0.1 - 1mm	4	1 - 5mm	1	> 5mm				0	4
		Rugosidad	Muy rugosa	6	Rugosa	5	Levemente rugoso	3	Suave	1	Laminado				0	5
		Relleno	Limpia	6	Relleno duro	4	Relleno duro >5mm	2	Relleno suave <5mm	2	Relleno suave >5mm				0	4
		Meteorización	Sana	6	Levemente meteoriz	5	Moderadam. Meteor	3	Altamente meteoriz.	1	Descompuesta				0	5
5	Agua Subterránea		Seco	15	Húmedo	10	Mojado	7	Goteo	4	Flujo				0	10
Clase de Macizo Rocoso											65					
RMR			100 - 81		80 - 61		60 - 41		40 - 21		20 - 1					
Descripción			I - MUY BUENA		II - BUENA		III - REGULAR		IV - MALA		V - MUY MALA				II - BUENA	

RMR PERFIL B-4																
Parámetros			Rangos de valores							Puntuación						
1	Resistencia de la roca intacta	Carga puntual	> 10 [Mpa]	15	4 - 10 [MPa]	12	2 - 4 [MPa]	7	1 - 2 [MPa]	4	Para este rango, preferir UCS				12	
		Carga uniaxial	> 250 [MPa]		100-250 [MPa]		50-100 [MPa]		25-50 [MPa]		5-25 Mpa	2	1-5 Mpa	1		<1 Mpa
2	RQD [%]		90-100 [%]	20	75-90 [%]	17	50-75 [%]	13	25-50 [%]	8	< 25 [%]				5	13
3	Espaciamiento de juntas		> 2 m	20	0.6 - 2 m	15	200-600 mm	10	60-200 mm	8	< 60mm				5	8
4	Condición Juntas	Persistencia	< 1m	6	1 - 3m	4	3 -10 m	2	10 - 20 m	1	>20m				0	2
		Apertura	Cerrada	6	< 0.1mm	5	0.1 - 1mm	4	1 - 5mm	1	> 5mm				0	4
		Rugosidad	Muy rugosa	6	Rugosa	5	Levemente rugoso	3	Suave	1	Laminado				0	5
		Relleno	Limpia	6	Relleno duro	4	Relleno duro >5mm	2	Relleno suave <5mm	2	Relleno suave >5mm				0	4
		Meteorización	Sana	6	Levemente meteoriz	5	Moderadam. Meteor	3	Altamente meteoriz.	1	Descompuesta				0	5
5	Agua Subterránea		Seco	15	Húmedo	10	Mojado	7	Goteo	4	Flujo				0	10
Clase de Macizo Rocoso											63					
RMR			100 - 81		80 - 61		60 - 41		40 - 21		20 - 1					
Descripción			I - MUY BUENA		II - BUENA		III - REGULAR		IV - MALA		V - MUY MALA				II - BUENA	

RMR PERFIL B-5																
Parámetros			Rangos de valores							Puntuación						
1	Resistencia de la roca intacta	Carga puntual	> 10 [Mpa]	15	4 - 10 [MPa]	12	2 - 4 [MPa]	7	1 - 2 [MPa]	4	Para este rango, preferir UCS				12	
		Carga uniaxial	> 250 [MPa]		100-250 [MPa]		50-100 [MPa]		25-50 [MPa]		5-25 Mpa	2	1-5 Mpa	1		<1 Mpa
2	RQD [%]		90-100 [%]	20	75-90 [%]	17	50-75 [%]	13	25-50 [%]	8	< 25 [%]				5	13
3	Espaciamiento de juntas		> 2 m	20	0.6 - 2 m	15	200-600 mm	10	60-200 mm	8	< 60mm				5	10
4	Condición Juntas	Persistencia	< 1m	6	1 - 3m	4	3 -10 m	2	10 - 20 m	1	>20m				0	2
		Apertura	Cerrada	6	< 0.1mm	5	0.1 - 1mm	4	1 - 5mm	1	> 5mm				0	4
		Rugosidad	Muy rugosa	6	Rugosa	5	Levemente rugoso	3	Suave	1	Laminado				0	5
		Relleno	Limpia	6	Relleno duro	4	Relleno duro >5mm	2	Relleno suave <5mm	2	Relleno suave >5mm				0	4
		Meteorización	Sana	6	Levemente meteoriz	5	Moderadam. Meteor	3	Altamente meteoriz.	1	Descompuesta				0	5
5	Agua Subterránea		Seco	15	Húmedo	10	Mojado	7	Goteo	4	Flujo				0	10
Clase de Macizo Rocoso											65					
RMR			100 - 81		80 - 61		60 - 41		40 - 21		20 - 1					
Descripción			I - MUY BUENA		II - BUENA		III - REGULAR		IV - MALA		V - MUY MALA				II - BUENA	

Fuente: Elab.Propia.

Tabla 8.3 – Clasificación Q-Barton para los perfiles Talud A.

Q BARTON - Perfil A-1				
Descripción	Valor	Notas	Puntuación	
1. Rock Quality Designation	RQD [%]			
A) Muy pobre	0 - 25	1. Cuando RQD resulta ≤ 10 (incluido 0), debe usarse un valor nominal de 10.	60	
B) Pobre	25 - 50			
C) Media	50 - 75			
D) Buena	75 - 90	2. RQD en intervalos de 5, por ejemplo, 100, 95, 90, etc. son buena estimación.		
E) Excelente	90 - 100			
2. Número Familia de Discontinuidades	Jn			
A) Roca masiva, sin o con algún par de juntas	0.5 - 1.0		15	
B) Una familia de discontinuidades	2			
C) Una familia más random	3			
D) Dos familias de discontinuidades	4			
E) Dos familias más random	6			
F) Tres familias de discontinuidades	9	1. Para intersecciones usar (3.0 * Jn)		
G) Tres familias más random	12			
H) Cuatro o más familias de discontinuidades, random, gravemente diadasado, "cubos de azúcar", etc.	15	2. Para portales usar (2.0 * Jn)		
J) Roca fracturada, tipo suelo	20			
3. Número Rugosidad discontinuidad	Jr			
a. Pared rocosa de contacto			3	
b. Pared rocosa de contacto antes de 10cm de corte				
A) Juntas discontinuas	4			
B) Rugosa e irregular, ondulantes	3			
C) Suave y ondulante	2			
D) Rebanada y ondulante	1.5	1. Agregar 1.0 si el promedio de espaciamiento de las familias de juntas más relevantes es mayor que 3m.		
E) Rugosa o irregular, planar	1.5			
F) Suave, planar	1			
G) Rebanada, planar	0.5	2. Jr=0.5 puede usarse para juntas planares, rebanadas, que tengan lineaciones, orientadas en favor de la mínima resistencia		
c. Sin pared rocosa de contacto en el corte				
H) Zonas conteniendo minerales de arcilla gruesos tal de prevenir contacto pared rocosa	1.0 (Nominal)			
J) Arenoso, grava o zona fracturada de grosor tal para prevenir contacto pared rocosa	1.0 (Nominal)			
4. Número Alteración de discontinuidades	Ja	er grados (aprox)		
a. Pared rocosa de contacto			1	
A) Relleno de juntas impermeable, no blando, fuertemente sellado	0.75			
B) Paredes de juntas inalteradas, superficies manchadas solamente	1	25 - 35		
C) Paredes de juntas levemente meteorizadas, revestimiento mineral no suavizante, partículas arenosas, rocas desintegradas sin arcilla, etc.	2	25 - 30		
D) Revestimiento arcillo-arenoso, limo-arenoso, de fracciones de arcilla pequeños, no suavizantes.	3	20 - 25		
E) Revestimiento suavizante o de mineral arcilloso de baja fricción, p.ej. kaolinita, mica, chlorita, talco, grafito, etc. y baja cantidad de arcilla expansiva. (revestimiento juntas, 1-2mm o menos)	4	8 - 16		
b. Pared rocosa de contacto antes de 10cm de corte				
F) Partículas arenosas, libres de arcilla, roca desintegrada, etc.	4	25 - 30		
G) Minerales de relleno de arcilla no suavizantes altamente sobre-consolidados <5mm ancho	6	16 - 24		
H) Minerales de relleno de arcilla no suavizantes mediana o baja sobre-consolidación <5mm ancho	8	12 - 16		
I) Relleno de arcilla expansiva, por ej. montmorillonita, <5mm ancho. Valores de Ja dependen del porcentaje de tamaño de partículas de arcilla expansiva y del acceso al agua.	8 - 12	6 - 12		
c. Sin pared rocosa de contacto en el corte				
K) Zonas o bandas compuestas por roca y arcilla desintegradas (Ver G, H y J para la condición de arcilla)	6			
L) Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja	8	6 - 24		
M) Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja	5			
N) Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja	5			
O) Zonas continuas o bandas de arcilla y R. (Ver G, H y J para condición de arcilla)	10 - 13			
P) Zonas continuas o bandas de arcilla y R. (Ver G, H y J para condición de arcilla)	6 - 24			
5. Reducción por Agua en Juntas	Jw	Aprox presión agua [kgf/cm²]		
a. Excavación seca o flujo menor (por ej. <5lm) localmente			1	
A) localmente	1	< 1.0		
B) Presión media o flujo medio, lavado ocasional del relleno de juntas	0.66	1 - 2.5		
C) Flujo grande o alta presión en roca competente con juntas sin relleno	0.5	2.5 - 10.0		
D) Gran flujo o alta presión	0.33	2.5 - 10.0		
E) Excepcionalmente alto flujo o presión en tronadura, decayendo con el tiempo	0.2 - 0.1	> 10		
F) Excepcionalmente alto flujo o presión	0.1 - 0.05	> 10		
6. Factor de Reducción de Stress	SRF			
a. Zonas débiles intersectando la excavación, lo que puede aflojar al macizo rocoso cuando el túnel es excavado			15	
A) Múltiples ocurrencias de zonas de debilidad conteniendo arcilla o roca químicamente desintegrada, muy suelta rodeando a la roca a cualquier profundidad	10	1. Reduzca estos valores de SRF por 25 - 50% pero solo si la influencia de las zonas relevantes de corte no intersecten la excavación.		
B) Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación <50m)	5			
C) Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación >50m)	2.5			
D) Múltiples zonas de corte en roca competente (sin arcilla), roca suelta alrededor (cualquier prof)	7.5	2. En los casos que la profundidad de la clave del túnel sea inferior a la altura del mismo, se sugiere aumentar el SRF de 2.5 a 5		
E) Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof excavación <50m)	5	3. Para campos de tensiones muy anisotrópicos cuando S50t/σ510, reducir el σc1 a 0.8 σc y 0.8 σt		
F) Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof excavación >50m)	2.5			
G) Juntas abiertas y sueltas, fuertemente diadasado o en "cubos de azúcares", (cualquier prof)	5			
b. Roca competente, problemas de esfuerzo de la roca				
H) Bajos esfuerzos, cerca de la superficie	> 200	> 13		
J) Esfuerzo medio	200 - 10	13 - 0.66		
K) Esfuerzos altos, estructuras bien apretadas (en favor de estabilidad, puede ser desfavorable para estabilidad de paredes)	10 - 5	0.66 - 0.33		
L) Explosión de roca suave (macizo rocoso)	5 - 2.5	0.33 - 0.16		
M) Explosión de roca fuerte (macizo rocoso)	< 2.5	< 0.16		
c. Roca deformable, flujo plástico de roca incompetente bajo influencia de alta presión de roca.				
N) Baja presión en roca deformable		5 - 10		
O) Alta presión en roca deformable		10 - 20		
d. Hinchazón de roca, actividad de la hinchazón química dependiendo de presencia de agua				
P) Baja presión de hinchazón en roca		5 - 10		
R) Alta presión de hinchazón en roca		10 - 15		

Q BARTON - Perfil A-2				
Descripción	Valor	Notas	Puntuación	
1. Rock Quality Designation	RQD [%]			
A) Muy pobre	0 - 25	1. Cuando RQD resulta ≤ 10 (incluido 0), debe usarse un valor nominal de 10.	70	
B) Pobre	25 - 50			
C) Media	50 - 75			
D) Buena	75 - 90	2. RQD en intervalos de 5, por ejemplo, 100, 95, 90, etc. son buena estimación.		
E) Excelente	90 - 100			
2. Número Familia de Discontinuidades	Jn			
A) Roca masiva, sin o con algún par de juntas	0.5 - 1.0		12	
B) Una familia de discontinuidades	2			
C) Una familia más random	3			
D) Dos familias de discontinuidades	4			
E) Dos familias más random	6			
F) Tres familias de discontinuidades	9	1. Para intersecciones usar (3.0 * Jn)		
G) Tres familias más random	12			
H) Cuatro o más familias de discontinuidades, random, gravemente diadasado, "cubos de azúcar", etc.	15	2. Para portales usar (2.0 * Jn)		
J) Roca fracturada, tipo suelo	20			
3. Número Rugosidad discontinuidad	Jr			
a. Pared rocosa de contacto			3	
b. Pared rocosa de contacto antes de 10cm de corte				
A) Juntas discontinuas	4			
B) Rugosa e irregular, ondulantes	3			
C) Suave y ondulante	2			
D) Rebanada y ondulante	1.5	1. Agregar 1.0 si el promedio de espaciamiento de las familias de juntas más relevantes es mayor que 3m.		
E) Rugosa o irregular, planar	1.5			
F) Suave, planar	1			
G) Rebanada, planar	0.5	2. Jr=0.5 puede usarse para juntas planares, rebanadas, que tengan lineaciones, orientadas en favor de la mínima resistencia		
c. Sin pared rocosa de contacto en el corte				
H) Zonas conteniendo minerales de arcilla gruesos tal de prevenir contacto pared rocosa	1.0 (Nominal)			
J) Arenoso, grava o zona fracturada de grosor tal para prevenir contacto pared rocosa	1.0 (Nominal)			
4. Número Alteración de discontinuidades	Ja	er grados (aprox)		
a. Pared rocosa de contacto			1	
A) Relleno de juntas impermeable, no blando, fuertemente sellado	0.75			
B) Paredes de juntas inalteradas, superficies manchadas solamente	1	25 - 35		
C) Paredes de juntas levemente meteorizadas, revestimiento mineral no suavizante, partículas arenosas, rocas desintegradas sin arcilla, etc.	2	25 - 30		
D) Revestimiento arcillo-arenoso, limo-arenoso, de fracciones de arcilla pequeños, no suavizantes.	3	20 - 25		
E) Revestimiento suavizante o de mineral arcilloso de baja fricción, p.ej. kaolinita, mica, chlorita, talco, grafito, etc. y baja cantidad de arcilla expansiva. (revestimiento juntas, 1-2mm o menos)	4	8 - 16		
b. Pared rocosa de contacto antes de 10cm de corte				
F) Partículas arenosas, libres de arcilla, roca desintegrada, etc.	4	25 - 30		
G) Minerales de relleno de arcilla no suavizantes altamente sobre-consolidados <5mm ancho	6	16 - 24		
H) Minerales de relleno de arcilla no suavizantes mediana o baja sobre-consolidación <5mm ancho	8	12 - 16		
I) Relleno de arcilla expansiva, por ej. montmorillonita, <5mm ancho. Valores de Ja dependen del porcentaje de tamaño de partículas de arcilla expansiva y del acceso al agua.	8 - 12	6 - 12		
c. Sin pared rocosa de contacto en el corte				
K) Zonas o bandas compuestas por roca y arcilla desintegradas (Ver G, H y J para la condición de arcilla)	6			
L) Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja	8	6 - 24		
M) Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja	5			
N) Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja	5			
O) Zonas continuas o bandas de arcilla y R. (Ver G, H y J para condición de arcilla)	10 - 13			
P) Zonas continuas o bandas de arcilla y R. (Ver G, H y J para condición de arcilla)	6 - 24			
5. Reducción por Agua en Juntas	Jw	Aprox presión agua [kgf/cm²]		
a. Excavación seca o flujo menor (por ej. <5lm) localmente			1	
A) localmente	1	< 1.0		
B) Presión media o flujo medio, lavado ocasional del relleno de juntas	0.66	1 - 2.5		
C) Flujo grande o alta presión en roca competente con juntas sin relleno	0.5	2.5 - 10.0		
D) Gran flujo o alta presión	0.33	2.5 - 10.0		
E) Excepcionalmente alto flujo o presión en tronadura, decayendo con el tiempo	0.2 - 0.1	> 10		
F) Excepcionalmente alto flujo o presión	0.1 - 0.05	> 10		
6. Factor de Reducción de Stress	SRF			
a. Zonas débiles intersectando la excavación, lo que puede aflojar al macizo rocoso cuando el túnel es excavado			15	
A) Múltiples ocurrencias de zonas de debilidad conteniendo arcilla o roca químicamente desintegrada, muy suelta rodeando a la roca a cualquier profundidad	10	1. Reduzca estos valores de SRF por 25 - 50% pero solo si la influencia de las zonas relevantes de corte no intersecten la excavación.		
B) Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación <50m)	5			
C) Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación >50m)	2.5			
D) Múltiples zonas de corte en roca competente (sin arcilla), roca suelta alrededor (cualquier prof)	7.5	2. En los casos que la profundidad de la clave del túnel sea inferior a la altura del mismo, se sugiere aumentar el SRF de 2.5 a 5		
E) Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof excavación <50m)	5	3. Para campos de tensiones muy anisotrópicos cuando S50t/σ510, reducir el σc1 a 0.8 σc y 0.8 σt		
F) Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof excavación >50m)	2.5			
G) Juntas abiertas y sueltas, fuertemente diadasado o en "cubos de azúcares", (cualquier prof)	5			
b. Roca competente, problemas de esfuerzo de la roca				
H) Bajos esfuerzos, cerca de la superficie	> 200	> 13		
J) Esfuerzo medio	200 - 10	13 - 0.66		
K) Esfuerzos altos, estructuras bien apretadas (en favor de estabilidad, puede ser desfavorable para estabilidad de paredes)	10 - 5	0.66 - 0.33		
L) Explosión de roca suave (macizo rocoso)	5 - 2.5	0.33 - 0.16		
M) Explosión de roca fuerte (macizo rocoso)	< 2.5	< 0.16		
c. Roca deformable, flujo plástico de roca incompetente bajo influencia de alta presión de roca.				
N) Baja presión en roca deformable		5 - 10		
O) Alta presión en roca deformable		10 - 20		
d. Hinchazón de roca, actividad de la hinchazón química dependiendo de presencia de agua				
P) Baja presión de hinchazón en roca		5 - 10		
R) Alta presión de hinchazón en roca		10 - 15		

Q BARTON - Perfil A-3				
Descripción	Valor	Notas	Puntuación	
1. Rock Quality Designation	RQD (%)			
A Muy pobre	0-25	1. Cuando RQD resulta < 10 (incluido 0), debe usarse un valor nominal de 10.	75	
B Pobre	25-50			
C Media	50-75			
D Buena	75-90	2. RQD en intervalos de 5, por ejemplo, 100, 95, 90, etc., son buena estimación.		
E Excelente	90-100			
2. Número familia de discontinuidades	Jn		9	
A Roca masiva, sin o con algún par de juntas	0.5-1.0			
B Una familia de discontinuidades	2			
C Una familia más random	3			
D Dos familias de discontinuidades	4			
E Dos familias más random	6			
F Tres familias de discontinuidades	9	1. Para intersecciones usar (3.0 * Jn)		
G Tres familias más random	12			
H Cuatro o más familias de discontinuidades, random, gravemente diaclasado, "cubos de azúcar", etc.	15	2. Para portales usar (2.0 * Jn)		
J Roca fracturada, tipo suelo	20			
3. Número Rugosidad discontinuidad	Jr		3	
a. Pared rocosa de contacto				
b. Pared rocosa de contacto antes de 10cm de corte				
A Juntas discontinuas	4			
B Rugosa e irregular, ondulante	3			
C Suave y ondulate	2			
D Rebanaada y ondulate	1.5	1. Agregar 1.0 si el promedio de espaciamento de las familias de juntas más relevantes es mayor que 3m.		
E Rugosa e irregular, planar	1.5			
F Suave, planar	1			
G Rebanaada, planar	0.5	2. Jn=0.5 puede usarse para juntas planares, rebanaadas, que tengan lineaciones, orientadas en favor de la mínima resistencia		
c. Sin pared rocosa de contacto en el corte				
H Zonas conteniendo minerales de arcilla puros tal de prevenir contacto pared rocosa	1.0 (Nominal)			
J Menos, grava o zona fracturada de grosor tal para prevenir contacto pared rocosa	1.0 (Nominal)			
4. Número Alteración de discontinuidades	Ja	gr grados (aprox)		
a. Pared rocosa de contacto				
A Relleno de juntas impermeable, no blando, fuertemente sellado	0.75	1. Valores de gr, el ángulo de fricción residual, usarlos como guía aproximada a las propiedades mineralógicas de las juntas, si se presentan.		
B Paredes de juntas inalteradas, superficies manchadas solamente	1	25-35		
C Revestimiento mineral no suavizante, partículas arenosas, rocas desintegradas sin arcilla, etc.	2	25-30		
D Revestimiento arcillo-arenoso, limo-arenoso, de fracciones de arcilla pequeñas, no suavizantes.	3	20-25		
E Revestimiento suavizante o de mineral arcilloso de baja fricción, p.e. kaolinita, mica, chlorita, talco, grafito, etc. y baja cantidad de arcilla expansiva. (revestimiento juntas, 1-2mm o menos)	4	8-16		
b. Pared rocosa de contacto antes de 10cm de corte				
F Partículas arenosas, libres de arcilla, roca desintegrada, etc.	4	25-30		
G Minerales de relleno de arcilla no suavizantes altamente sobre-consolidados <5mm ancho	6	16-24		
H Minerales de relleno de arcilla no suavizantes mediana o baja sobre-consolidación <5mm ancho	8	12-16		
J Relleno de arcilla expansiva, por ej. montmorillonita, <5mm ancho. Valores de Ja dependen, del porcentaje de tamaño de partículas de arcilla expansiva y del acceso al agua.	8-12	6-12		
c. Sin pared rocosa de contacto en el corte				
K Zonas o bandas compuestas por roca y arcilla desintegradas (Ver G, H y J para la condición de arcilla)	6			
L Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja porción de	8-12	6-24		
M Zonas continuas o bandas de arcilla y R (Ver G, H y J para condición de arcilla)	10-13			
N Zonas continuas o bandas de arcilla y R (Ver G, H y J para condición de arcilla)	6-24			
5. Reducción por Agua en Juntas	Jw	Aprox presión agua [kgf/cm²]		
A Excavación seca o flujo menor (por ej. <5l/m localmente)	1	< 1.0		
B Presión media o flujo medio, lavado ocasional del relleno de juntas	0.66	1-2.5		
C Flujo grande o alta presión en roca competente con juntas sin relleno	0.5	2.5-10.0		
D Gran flujo o alta presión	0.33	2.5-10.0		
E Excepcionalmente alto flujo o presión en tronadura, decayendo con el tiempo	0.2-0.1	> 10		
F Excepcionalmente alto flujo o presión	0.1-0.05	> 10		
6. Factor de Reducción de Stress	SRF			
a. Zonas débiles intersectando la excavación, lo que puede afectar al macizo rocoso cuando el túnel es excavado				
A Múltiples ocurrencias de zonas de debilidad conteniendo arcilla o roca químicamente desintegrada, muy suelta rodeando a la roca a cualquier profundidad	10	1. Reduzca estos valores de SRF por 25-50% pero solo si la influencia de las zonas relevantes de corte no intersecten la excavación.		
B Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación <50m)	5			
C Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación >50m)	2.5			
D Múltiples zonas de corte en roca competente (sin arcilla), roca suelta alrededor (cualquier prof.)	7.5	2. En los casos que la profundidad de la clave del túnel sea inferior a la altura del mismo, se sugiere aumentar el SRF de 2.5 a 5		
E Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof. excavación <50m)	5	3. Para campos de tensiones muy anisotrópicos cuando S ₁ /σ ₃ 10, reducir el ec y el e a 0.8 ec y 0.8 et		
F Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof. excavación >50m)	2.5			
G Juntas abiertas y sueltas, fuertemente diaclasado o en "cubos de azúcares", (cualquier prof)	5			
b. Roca competente, problemas de esfuerzo de la roca	[σ₁/σ₃]	[σ₁/σ₃]	SRF	
H Bajos esfuerzos, cerca de la superficie	> 200	> 13	2.5	
J Esfuerzo medio	200-10	13-0.66	1	
K Esfuerzos altos, estructuras bien apretadas (en favor de estabilidad, puede ser desfavorable para estabilidad de paredes)	10-5	0.66-0.33	0.5-2	
L Explosión de roca suave (macizo rocoso)	5-2.5	0.33-0.16	5-10	
M Explosión de roca fuerte (macizo rocoso)	< 2.5	< 0.16	10-20	
c. Roca deformable, flujo plástico de roca incompetente bajo influencia de alta presión de roca.				
N Baja presión en roca deformable			5-10	
O Alta presión en roca deformable			10-20	
4. Hinchazón de roca, actividad de la hinchazón química dependiendo de presencia de agua				
P Baja presión de hinchazón en roca			5-10	
R Alta presión de hinchazón en roca			10-15	

Q BARTON - Perfil A-4				
Descripción	Valor	Notas	Puntuación	
1. Rock Quality Designation	RQD (%)			
A Muy pobre	0-25	1. Cuando RQD resulta < 10 (incluido 0), debe usarse un valor nominal de 10.	70	
B Pobre	25-50			
C Media	50-75			
D Buena	75-90	2. RQD en intervalos de 5, por ejemplo, 100, 95, 90, etc., son buena estimación.		
E Excelente	90-100			
2. Número familia de discontinuidades	Jn		12	
A Roca masiva, sin o con algún par de juntas	0.5-1.0			
B Una familia de discontinuidades	2			
C Una familia más random	3			
D Dos familias de discontinuidades	4			
E Dos familias más random	6			
F Tres familias de discontinuidades	9	1. Para intersecciones usar (3.0 * Jn)		
G Tres familias más random	12			
H Cuatro o más familias de discontinuidades, random, gravemente diaclasado, "cubos de azúcar", etc.	15	2. Para portales usar (2.0 * Jn)		
J Roca fracturada, tipo suelo	20			
3. Número Rugosidad discontinuidad	Jr		3	
a. Pared rocosa de contacto				
b. Pared rocosa de contacto antes de 10cm de corte				
A Juntas discontinuas	4			
B Rugosa e irregular, ondulante	3			
C Suave y ondulate	2			
D Rebanaada y ondulate	1.5	1. Agregar 1.0 si el promedio de espaciamento de las familias de juntas más relevantes es mayor que 3m.		
E Rugosa e irregular, planar	1.5			
F Suave, planar	1			
G Rebanaada, planar	0.5	2. Jn=0.5 puede usarse para juntas planares, rebanaadas, que tengan lineaciones, orientadas en favor de la mínima resistencia		
c. Sin pared rocosa de contacto en el corte				
H Zonas conteniendo minerales de arcilla puros tal de prevenir contacto pared rocosa	1.0 (Nominal)			
J Menos, grava o zona fracturada de grosor tal para prevenir contacto pared rocosa	1.0 (Nominal)			
4. Número Alteración de discontinuidades	Ja	gr grados (aprox)		
a. Pared rocosa de contacto				
A Relleno de juntas impermeable, no blando, fuertemente sellado	0.75	1. Valores de gr, el ángulo de fricción residual, usarlos como guía aproximada a las propiedades mineralógicas de las juntas, si se presentan.		
B Paredes de juntas inalteradas, superficies manchadas solamente	1	25-35		
C Revestimiento mineral no suavizante, partículas arenosas, rocas desintegradas sin arcilla, etc.	2	25-30		
D Revestimiento arcillo-arenoso, limo-arenoso, de fracciones de arcilla pequeñas, no suavizantes.	3	20-25		
E Revestimiento suavizante o de mineral arcilloso de baja fricción, p.e. kaolinita, mica, chlorita, talco, grafito, etc. y baja cantidad de arcilla expansiva. (revestimiento juntas, 1-2mm o menos)	4	8-16		
b. Pared rocosa de contacto antes de 10cm de corte				
F Partículas arenosas, libres de arcilla, roca desintegrada, etc.	4	25-30		
G Minerales de relleno de arcilla no suavizantes altamente sobre-consolidados <5mm ancho	6	16-24		
H Minerales de relleno de arcilla no suavizantes mediana o baja sobre-consolidación <5mm ancho	8	12-16		
J Relleno de arcilla expansiva, por ej. montmorillonita, <5mm ancho. Valores de Ja dependen, del porcentaje de tamaño de partículas de arcilla expansiva y del acceso al agua.	8-12	6-12		
c. Sin pared rocosa de contacto en el corte				
K Zonas o bandas compuestas por roca y arcilla desintegradas (Ver G, H y J para la condición de arcilla)	6			
L Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja porción de	8-12	6-24		
M Zonas continuas o bandas de arcilla y R (Ver G, H y J para condición de arcilla)	10-13			
N Zonas continuas o bandas de arcilla y R (Ver G, H y J para condición de arcilla)	6-24			
5. Reducción por Agua en Juntas	Jw	Aprox presión agua [kgf/cm²]		
A Excavación seca o flujo menor (por ej. <5l/m localmente)	1	< 1.0		
B Presión media o flujo medio, lavado ocasional del relleno de juntas	0.66	1-2.5		
C Flujo grande o alta presión en roca competente con juntas sin relleno	0.5	2.5-10.0		
D Gran flujo o alta presión	0.33	2.5-10.0		
E Excepcionalmente alto flujo o presión en tronadura, decayendo con el tiempo	0.2-0.1	> 10		
F Excepcionalmente alto flujo o presión	0.1-0.05	> 10		
6. Factor de Reducción de Stress	SRF			
a. Zonas débiles intersectando la excavación, lo que puede afectar al macizo rocoso cuando el túnel es excavado				
A Múltiples ocurrencias de zonas de debilidad conteniendo arcilla o roca químicamente desintegrada, muy suelta rodeando a la roca a cualquier profundidad	10	1. Reduzca estos valores de SRF por 25-50% pero solo si la influencia de las zonas relevantes de corte no intersecten la excavación.		
B Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación <50m)	5			
C Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación >50m)	2.5			
D Múltiples zonas de corte en roca competente (sin arcilla), roca suelta alrededor (cualquier prof.)	7.5	2. En los casos que la profundidad de la clave del túnel sea inferior a la altura del mismo, se sugiere aumentar el SRF de 2.5 a 5		
E Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof. excavación <50m)	5	3. Para campos de tensiones muy anisotrópicos cuando S ₁ /σ ₃ 10, reducir el ec y el e a 0.8 ec y 0.8 et		
F Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof. excavación >50m)	2.5			
G Juntas abiertas y sueltas, fuertemente diaclasado o en "cubos de azúcares", (cualquier prof)	5			
b. Roca competente, problemas de esfuerzo de la roca	[σ₁/σ₃]	[σ₁/σ₃]	SRF	
H Bajos esfuerzos, cerca de la superficie	> 200	> 13	2.5	
J Esfuerzo medio	200-10	13-0.66	1	
K Esfuerzos altos, estructuras bien apretadas (en favor de estabilidad, puede ser desfavorable para estabilidad de paredes)	10-5	0.66-0.33	0.5-2	
L Explosión de roca suave (macizo rocoso)	5-2.5	0.33-0.16	5-10	
M Explosión de roca fuerte (macizo rocoso)	< 2.5	< 0.16	10-20	
c. Roca deformable, flujo plástico de roca incompetente bajo influencia de alta presión de roca.				
N Baja presión en roca deformable			5-10	
O Alta presión en roca deformable			10-20	
4. Hinchazón de roca, actividad de la hinchazón química dependiendo de presencia de agua				
P Baja presión de hinchazón en roca			5-10	
R Alta presión de hinchazón en roca			10-15	

Q BARTON - Perfil A-5						
Descripción	Valor	Notas		Puntuación		
1. Rock Quality Designation						
A) Mejor roque	RQD (%)	1		75		
B) Pobre	0 - 25	2				
C) Media	25 - 50	3				
D) Buena	50 - 75	4				
E) Excelente	75 - 100	5				
2. Número familia de discontinuidades						
A) Roca masiva, sin o con algun par de juntas	0.5 - 1.0			12		
B) Una familia de discontinuidades	2					
C) Una familia, más random	3					
D) Dos familias de discontinuidades	4					
E) Dos familias más random	6					
F) Tres familias de discontinuidades	9		1. Para intersecciones usar (3.0 * Jn)			
G) Tres familias más random	12					
H) Cuatro o más familias de discontinuidades, random, gravemente disasado, "tubos de azúcar", etc.	15		2. Para portales usar (2.0 * Jn)			
J) Roca fracturada, tipo suelo	20					
3. Número Regresión discontinuidad						
a. Pared rocosa de contacto						
b. Pared rocosa de contacto antes de 10cm de corte						
A) Juntas discontinuas	4			3		
B) Rugosa e irregular, ondulantes	3					
C) Suave y ondulate	2					
D) Rebanada y ondulate	1.5		1. Agragar 1.0 si el promedio de espaciamiento de las familias de juntas más relevantes es mayor que 3m.			
E) Rugosa o irregular, planar	1.5					
F) Suave, planar	1					
G) Rebanada, planar	0.5		2. Jn=0.5 puede usarse para juntas planares, rebanadas, que tengan inclinaciones, orientadas en favor de la mínima resistencia			
c. Sin pared rocosa de contacto en el corte						
H) Zonas conteniendo minerales de arcilla gruesos tal de prevenir contacto pared rocosa	1.0 (Nominal)					
J) Arenoso, grava o zona fracturada de grosor tal para prevenir contacto pared rocosa	1.0 (Nominal)					
4. Número Alteración de discontinuidades						
a. Pared rocosa de contacto						
A) Relleno de juntas impermeable, no blando, fuertemente sellado	0.75			1		
B) Paredes de juntas inalteradas, superficies manchadas solamente	1	25 - 35				
C) Paredes de juntas levemente meteorizadas, revestimiento mineral no suavizante, partículas arenosas, rocas desintegradas sin arcilla, etc.	2	25 - 30	1. Valores de gr. el ángulo de fricción residual, utílzalos como guía aproximada a las propiedades mineralógicas de las juntas, si se presentan.			
D) Revestimiento arcillo-arenoso, limo-arenoso, de fracciones de arcilla pequeños, no suavizantes	3	20 - 25				
E) Revestimiento suavizante o de mineral arcilloso de baja fricción, p.e. kaolinita, mica, chlorita, talco, grafito, etc. y baja cantidad de arcilla expansiva. (revestimiento juntas 1, 2mm o menos)	4	0 - 16				
b. Pared rocosa de contacto antes de 10cm de corte						
F) Partículas arenosas, libres de arcilla, roca desintegrada, etc.	4	25 - 30				
G) Minerales de relleno de arcilla no suavizantes altamente sobre-consolidados <5mm ancho	6	16 - 24				
H) Minerales de relleno de arcilla no suavizantes mediana o baja sobre-consolidación <5mm ancho	8	12 - 16				
I) Relleno de arcilla expansiva, por ej. montmorillonita, <5mm ancho. Valores de Ja dependen, del porcentaje de tamaño de partículas de arcilla expansiva y del acceso al agua.	8 - 12	0 - 12				
c. Sin pared rocosa de contacto en el corte						
K) Zonas o bandas compuestas por roca y arcilla desintegradas (Ver G, H y J para la condición de arcilla)	6					
L) Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja porción de arcilla expansiva	8 - 12	0 - 24				
M) Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja porción de arcilla expansiva	8					
N) Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja porción de arcilla expansiva	10 - 13					
O) Zonas continuas o bandas de arcilla y R, (Ver G, H y J para condición de arcilla)	6 - 24					
5. Reducción por Agua en Juntas						
Jw						
A) Excavación seca o flujo menor (por ej. <5mm localmente)	1	< 1.0		1		
B) Presión media o flujo medio, lavado ocasional del relleno de juntas	0.66	1 - 2.5				
C) Flujo grande o alta presión en roca competente con juntas sin relleno	0.5	2.5 - 10.0				
D) Gran flujo o alta presión	0.33	2.5 - 10.0				
E) Excepcionalmente alto flujo o presión en tronadura, decayendo con el tiempo	0.2 - 0.1	> 10				
F) Excepcionalmente alto flujo o presión	0.1 - 0.05	> 10				
6. Factor de Reducción de Stress						
SRF						
a. Zonas débiles intersectando la excavación, lo que puede influir al macizo rocoso cuando el túnel es excavado						
A) Múltiples ocurrencias de zonas de debilidad conteniendo arcilla o roca químicamente desintegrada, muy suelta reduciendo a la roca a cualquier profundidad	10			15		
B) Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación <50m)	5					
C) Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación >50m)	2.5					
D) Múltiples zonas de corte en roca competente (sin arcilla), roca suelta alrededor (cualquier prof.)	7.5		2. En los casos que la profundidad de la clave del túnel sea inferior a la altura del mismo, se sugiere aumentar el SRF de 2.5 a 5			
E) Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof. excavación <50m)	5		3. Para casos de tensiones muy anisotrópicas cuando S ₁ /S ₂ >10, reducir el coef. a 0.8 o 0.4 ot			
F) Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof. excavación >50m)	2.5					
G) Juntas abiertas y sueltas, fuertemente diaclasado o en "cubos de azúcares" (cualquier prof.)	5					
b. Roca competente, problemas de esfuerzo de la roca						
H) Bajos esfuerzos, cerca de la superficie	> 200	> 13	2.5			
J) Esfuerzo medio	200 - 10	13 - 0.66	1			
K) Esfuerzos altos, estructuras bien apretadas (en favor de estabilidad, puede ser desfavorable para estabilidad de paredes)	10 - 5	0.66 - 0.33	0.5 - 2			
L) Explosión de roca suave (macizo rocoso)	5 - 2.5	0.33 - 0.16	5 - 10			
M) Explosión de roca fuerte (macizo rocoso)	< 2.5	< 0.16	10 - 20			
c. Roca deformable, flujo plástico de roca incompetente bajo influencia de alta presión de roca.						
N) Baja presión en roca deformable			5 - 10			
O) Alta presión en roca deformable			10 - 20			
d. Hinchazón de roca, actividad de la hinchazón química dependiente de presencia de agua						
P) Baja presión de hinchazón en roca			5 - 10			
R) Alta presión de hinchazón en roca			10 - 15			

Tabla 8.4 – Clasificación Q-Barton para los perfiles Talud B.

Q-BARTON - Perfil B.1							
Descripción	Valor	Notas	Puntuación				
1. Rock Quality Designation	RQD (%)						
A) Muy pobre	0-25	1. Cuando RQD resulta < 10 (incluido 0), debe usarse un valor nominal de 10. 2. RQD en intervalos de 5, por ejemplo, 100, 95, 90, etc., con buena estimación.	75				
B) Pobre	25-50						
C) Media	50-75						
D) Buena	75-90						
E) Excelente	90-100						
2. Número familia de discontinuidades	Jn						
A. Roca masiva, sin o con algún par de juntas	0.5 - 1.0	1. Para intersecciones usar (3.0 * Jn) 2. Para portales usar (2.0 * Jn)	12				
B. Una familia de discontinuidades	2						
C. Una familia más random	3						
D. Dos familias de discontinuidades	4						
E. Dos familias más random	6						
F. Tres familias de discontinuidades	9						
G. Tres familias más random	12						
H. Cuatro o más familias de discontinuidades, random, gravemente diaclasado, "tubos de azúcar", etc.	15						
J. Roca fracturada, tipo suelo	20						
3. Número Rugosidad discontinuidad	Jr						
a. Pared rocosa de contacto							
b. Pared rocosa de contacto antes de 10cm de corte							
A. Juntas discontinuas	4	1. Agregar 1.0 si el promedio de espaciamiento de las familias de juntas más relevantes es mayor que 3m. 2. Jn=5 puede usarse para juntas planares, rebamadas, que tengan lineaciones, orientadas en favor de la mínima resistencia	3				
B. Rugosa e irregular, ondulantes	3						
C. Suave y ondulante	2						
D. Rebamada y ondulante	1.5						
E. Rugosa e irregular, planar	1.5						
F. Suave, planar	1						
G. Rebamada, planar	0.5						
c. Sin pared rocosa de contacto en el corte							
H. Zonas conteniendo minerales de arcilla gruesos tal de prevenir contacto pared rocosa	1.0 (Nominal)						
I. Arenoso, grava o zona fracturada de grosor tal para prevenir contacto pared rocosa	1.0 (Nominal)						
4. Número Atracción de discontinuidades	Ja	Ør grados (aprox)					
a. Pared rocosa de contacto							
A. Relleno de juntas impermeable, no blandito, fuertemente sellado	0.75	1. Valores de Ør, el ángulo de fricción residual, usarse como guía aproximada a las propiedades mineralógicas de las juntas, si se presentan.	1				
B. Paredes de juntas malteradas, superficies manchadas solamente	1						
C. Paredes de juntas levemente malteradas, revestimiento mineral no suizante, partículas arenosas, rocas desintegradas sin arcilla, etc.	2						
D. Revestimiento arcillo-arenoso, limo-arenoso, de fracciones de arcilla pequeñas, no suizantes	3						
E. Revestimiento suizante o de mineral arcilloso de baja fricción, p.ej. kaolinita, mica, chlorita, talco, grafito, etc.; y baja cantidad de arcilla expansiva (revestimiento juntas, 1-2mm o menos)	4						
b. Pared rocosa de contacto antes de 10cm de corte							
F. Partículas arenosas, libres de arcilla, roca desintegrada, etc.	4						
G. Minerales de relleno de arcilla no suizantes altamente sobre-consolidados <5mm ancho	6						
H. Minerales de relleno de arcilla no suizantes mediana o baja sobre-consolidados <5mm ancho	8						
I. Relleno de arcilla expansiva, por ej. montmorillonita, <5mm ancho; Valores de Ja dependen del porcentaje de tamaño de partículas de arcilla expansiva (ver acceso al agua)	8-12						
c. Sin pared rocosa de contacto en el corte							
K. Zonas o bandas compuestas por roca y arcilla desintegradas (Ver G, H y J para la condición de M. arcilla)	6						
L. Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja	8-12						
M. Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja	5						
N. Zonas continuas o bandas de arcilla y R. (Ver G, H y J para condición de arcilla)	10-13						
O. Zonas continuas o bandas de arcilla y R. (Ver G, H y J para condición de arcilla)	6-24						
5. Reducción por Agua en Juntas	Jw	Apropiación por agua (g/cm ²)					
a. Excavación seca o flujo menor (por ej. <5mm localmente)	1	< 1.0					
B. Presión media o flujo medio, lavado ocasional del relleno de juntas	0.66	1-2.5					
C. Flujo grande o alta presión en roca competente con juntas sin relleno	0.5	2.5-10.0					
D. Gran flujo o alta presión	0.33	2.5-10.0					
E. Excepcionalmente alto flujo o presión en tronadura, decreciendo con el tiempo	0.2-0.1	> 10					
F. Excepcionalmente alto flujo o presión	0.1-0.05	> 10					
6. Factor de Reducción de Stress	SRF						
a. Zonas débiles intersectando la excavación, lo que puede aflojar al macizo rocoso cuando el túnel es excavado							
A. Múltiples ocurrencias de zonas de debilidad conteniendo arcilla o roca químicamente desintegrada, muy suelta rebamada a la roca a cualquier profundidad	10	1. Reducir estos valores de SRF por 25-50% pero solo si la influencia de las zonas relevantes de corte no interfiere en la excavación.					
B. Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación <50m)	5						
C. Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación >50m)	2.5						
D. Múltiples zonas de corte en roca competente (sin arcilla), roca suelta alrededor (cualquier prof.)	7.5	2. En los casos que la profundidad de la clave del túnel sea inferior a la altura del mismo, se sugiere aumentar el SRF de 2.5 a 5.					
E. Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof. excavación <50m)	5	3. Para campos de tensiones muy anisotrópicos cuando SRF<10, reducir el SRF a 0.8 o 0.8 or					
F. Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof. excavación >50m)	2.5						
G. Juntas abiertas y sueltas, fuertemente diaclasado o en "tubos de azúcar", (cualquier prof.)	5						
b. Roca competente, problemas de esfuerzo de la roca	[su/v]	[σt/σ1] SRF					
H. Bajas esfuerzos, cerca de la superficie	< 200	> 13 2.5					
J. Esfuerzo medio	200-10	13-0.66 1					
K. Esfuerzos altos, estructuras bien ancladas (en favor de estabilidad, puede ser desfavorable para estabilidad de paredes)	10-5	0.66-0.33 0.5-2					
L. Explosión de roca suave (macizo rocoso)	5-2.5	0.33-0.16 5-10					
M. Explosión de roca fuerte (macizo rocoso)	< 2.5	< 0.16 10-20					
c. Roca deformable, flujo plástico de roca incompete bajo influencia de alta presión de roca.							
N. Baja presión en roca deformable		5-10					
O. Alta presión en roca deformable		10-20					
d. Hinchazón de roca, actividad de la hinchazón química dependiente de presencia de agua							
P. Baja presión de hinchazón en roca		5-10					
R. Alta presión de hinchazón en roca		10-15					

Q-BARTON - Perfil B.2							
Descripción	Valor	Notas	Puntuación				
1. Rock Quality Designation	RQD (%)						
A) Muy pobre	0-25	1. Cuando RQD resulta < 10 (incluido 0), debe usarse un valor nominal de 10. 2. RQD en intervalos de 5, por ejemplo, 100, 95, 90, etc., con buena estimación.	60				
B) Pobre	25-50						
C) Media	50-75						
D) Buena	75-90						
E) Excelente	90-100						
2. Número familia de discontinuidades	Jn						
A. Roca masiva, sin o con algún par de juntas	0.5 - 1.0	1. Para intersecciones usar (3.0 * Jn) 2. Para portales usar (2.0 * Jn)	12				
B. Una familia de discontinuidades	2						
C. Una familia más random	3						
D. Dos familias de discontinuidades	4						
E. Dos familias más random	6						
F. Tres familias de discontinuidades	9						
G. Tres familias más random	12						
H. Cuatro o más familias de discontinuidades, random, gravemente diaclasado, "tubos de azúcar", etc.	15						
J. Roca fracturada, tipo suelo	20						
3. Número Rugosidad discontinuidad	Jr						
a. Pared rocosa de contacto							
b. Pared rocosa de contacto antes de 10cm de corte							
A. Juntas discontinuas	4	1. Agregar 1.0 si el promedio de espaciamiento de las familias de juntas más relevantes es mayor que 3m. 2. Jn=5 puede usarse para juntas planares, rebamadas, que tengan lineaciones, orientadas en favor de la mínima resistencia	3				
B. Rugosa e irregular, ondulantes	3						
C. Suave y ondulante	2						
D. Rebamada y ondulante	1.5						
E. Rugosa e irregular, planar	1.5						
F. Suave, planar	1						
G. Rebamada, planar	0.5						
c. Sin pared rocosa de contacto en el corte							
H. Zonas conteniendo minerales de arcilla gruesos tal de prevenir contacto pared rocosa	1.0 (Nominal)						
I. Arenoso, grava o zona fracturada de grosor tal para prevenir contacto pared rocosa	1.0 (Nominal)						
4. Número Atracción de discontinuidades	Ja	Ør grados (aprox)					
a. Pared rocosa de contacto							
A. Relleno de juntas impermeable, no blandito, fuertemente sellado	0.75	1. Valores de Ør, el ángulo de fricción residual, usarse como guía aproximada a las propiedades mineralógicas de las juntas, si se presentan.	1				
B. Paredes de juntas malteradas, superficies manchadas solamente	1						
C. Paredes de juntas levemente malteradas, revestimiento mineral no suizante, partículas arenosas, rocas desintegradas sin arcilla, etc.	2						
D. Revestimiento arcillo-arenoso, limo-arenoso, de fracciones de arcilla pequeñas, no suizantes	3						
E. Revestimiento suizante o de mineral arcilloso de baja fricción, p.ej. kaolinita, mica, chlorita, talco, grafito, etc.; y baja cantidad de arcilla expansiva (revestimiento juntas, 1-2mm o menos)	4						
b. Pared rocosa de contacto antes de 10cm de corte							
F. Partículas arenosas, libres de arcilla, roca desintegrada, etc.	4						
G. Minerales de relleno de arcilla no suizantes altamente sobre-consolidados <5mm ancho	6						
H. Minerales de relleno de arcilla no suizantes mediana o baja sobre-consolidados <5mm ancho	8						
I. Relleno de arcilla expansiva, por ej. montmorillonita, <5mm ancho; Valores de Ja dependen del porcentaje de tamaño de partículas de arcilla expansiva (ver acceso al agua)	8-12						
c. Sin pared rocosa de contacto en el corte							
K. Zonas o bandas compuestas por roca y arcilla desintegradas (Ver G, H y J para la condición de M. arcilla)	6						
L. Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja	8-12						
M. Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja	5						
N. Zonas continuas o bandas de arcilla y R. (Ver G, H y J para condición de arcilla)	10-13						
O. Zonas continuas o bandas de arcilla y R. (Ver G, H y J para condición de arcilla)	6-24						
5. Reducción por Agua en Juntas	Jw	Apropiación por agua (g/cm ²)					
a. Excavación seca o flujo menor (por ej. <5mm localmente)	1	< 1.0					
B. Presión media o flujo medio, lavado ocasional del relleno de juntas	0.66	1-2.5					
C. Flujo grande o alta presión en roca competente con juntas sin relleno	0.5	2.5-10.0					
D. Gran flujo o alta presión	0.33	2.5-10.0					
E. Excepcionalmente alto flujo o presión en tronadura, decreciendo con el tiempo	0.2-0.1	> 10					
F. Excepcionalmente alto flujo o presión	0.1-0.05	> 10					
6. Factor de Reducción de Stress	SRF						
a. Zonas débiles intersectando la excavación, lo que puede aflojar al macizo rocoso cuando el túnel es excavado							
A. Múltiples ocurrencias de zonas de debilidad conteniendo arcilla o roca químicamente desintegrada, muy suelta rebamada a la roca a cualquier profundidad	10	1. Reducir estos valores de SRF por 25-50% pero solo si la influencia de las zonas relevantes de corte no interfiere en la excavación.					
B. Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación <50m)	5						
C. Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación >50m)	2.5						
D. Múltiples zonas de corte en roca competente (sin arcilla), roca suelta alrededor (cualquier prof.)	7.5	2. En los casos que la profundidad de la clave del túnel sea inferior a la altura del mismo, se sugiere aumentar el SRF de 2.5 a 5.					
E. Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof. excavación <50m)	5	3. Para campos de tensiones muy anisotrópicos cuando SRF<10, reducir el SRF a 0.8 o 0.8 or					
F. Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof. excavación >50m)	2.5						
G. Juntas abiertas y sueltas, fuertemente diaclasado o en "tubos de azúcar", (cualquier prof.)	5						
b. Roca competente, problemas de esfuerzo de la roca	[su/v]	[σt/σ1] SRF					
H. Bajas esfuerzos, cerca de la superficie	< 200	> 13 2.5					
J. Esfuerzo medio	200-10	13-0.66 1					
K. Esfuerzos altos, estructuras bien ancladas (en favor de estabilidad, puede ser desfavorable para estabilidad de paredes)	10-5	0.66-0.33 0.5-2					
L. Explosión de roca suave (macizo rocoso)	5-2.5	0.33-0.16 5-10					
M. Explosión de roca fuerte (macizo rocoso)	< 2.5	< 0.16 10-20					
c. Roca deformable, flujo plástico de roca incompete bajo influencia de alta presión de roca.							
N. Baja presión en roca deformable		5-10					
O. Alta presión en roca deformable		10-20					
d. Hinchazón de roca, actividad de la hinchazón química dependiente de presencia de agua							
P. Baja presión de hinchazón en roca		5-10					
R. Alta presión de hinchazón en roca		10-15					

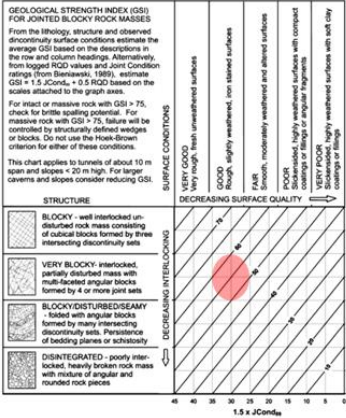
		Q BARTON - Perfil B-3			
Descripción	Valor	Notas		Puntuación	
1. Rock Quality Designation	RQD (%)				
A) Muy pobre	0-25	1. Cuando RQD resulta < 10 (incluido 0), debe usarse un valor nominal de 10.		75	
B) Pobre	25-50				
C) Mala	50-75				
D) Buena	75-90	2. RQD en intervalos de 5, por ejemplo, 100, 95, 90, etc. son buena estimación.			
E) Excelente	90-100				
2. Número Familia de Discontinuidades	J_n				
A) Roca masiva, sin o con algún par de juntas	0.5 - 1.0			15	
B) Una familia de discontinuidades	2				
C) Una familia más random	3				
D) Dos familias de discontinuidades	4				
E) Dos familias más random	6				
F) Tres familias de discontinuidades	9	1. Para intersecciones usar (3.0 * J _n)			
G) Tres familias más random	12				
I) Cuatro o más familias de discontinuidades, random, gravemente diaclasado, "cubos de azúcar", etc.	15	2. Para portales usar (2.0 * J _n)			
J) Roca fracturada, tipo suelto	20				
3. Número Rugosidad discontinuidad	J_r				
a. Pared rocosa de contacto				3	
b. Pared rocosa de contacto antes de 15cm de corte					
A) Juntas discontinuas	4				
B) Rugosa e irregular, ondulante	3				
C) Suave y ondulante	2	1. Agrupar 1.0 si el promedio de espaciamiento de las familias de juntas más relevantes es mayor que 3m.			
D) Rebandada y ondulante	1.5				
E) Rugosa e irregular, planar	1.5				
F) Suave, planar	1				
C) Rebandada, planar	0.5	2. J _n >0.5 puede usarse para juntas planares, rebandadas, que tengan lineaciones, orientadas en favor de la mínima resistencia			
c. Sin pared rocosa de contacto en el corte					
H) Zonas conteniendo minerales de arcilla gruesos tal de prevenir contacto pared rocosa	1.0 (Nominal)				
I) Arenoso, grava o zona fracturada de grosor tal para prevenir contacto pared rocosa	1.0 (Nominal)				
4. Número Alteración de discontinuidades	J_a	er grados (aprox)			
a. Pared rocosa de contacto				1	
A) Relleno de juntas impermeable, no blando, fuertemente sellado	0.75		1. Valores de 'er' el ángulo de fricción residual, usarlos como guía aproximada a las propiedades mineralógicas de las juntas, si se presentan		
B) Paredes de juntas impermeables, superficies manchadas altamente	1	25-35			
C) Paredes de juntas levemente mineralizadas	2	25-30			
D) Revestimiento mineral no suavitante, partículas minerales, rocas desintegradas sin arcilla, etc.	3	20-25			
E) Revestimiento arcillo-arenoso, limo-arenoso, de fracciones de arcilla pequeñas, no suavitantes	3	20-25			
F) Revestimiento suavitante o de mineral arcilloso de baja fricción, p.e. vaselina, mica, oronita, talco, grafito, etc. y baja cantidad de arcilla expansiva. (revestimiento juntas, 1-2mm o menos)	4	8-16			
b. Pared rocosa de contacto antes de 15cm de corte					
F) Partículas arenosas, libres de arcilla, roca desintegrada, etc.	4	25-30			
G) Minerales de relleno de arcilla no suavitantes altamente sobre-consolidados <5mm ancho	6	16-24			
H) Minerales de relleno de arcilla no suavitantes mediana o baja sobre consolidación <5mm ancho	8	12-16			
I) Relleno de arcilla expansiva, por ej. montmorillonita, <5mm ancho. Valores de Ja dependen del porcentaje de tamaño de partículas de arcilla expansiva y del acceso al agua.	8-12	6-12			
c. Sin pared rocosa de contacto en el corte					
K) Zonas o bandas compuestas por roca y arcilla desintegradas (Ver G, H y J para la condición de arcilla)	8	6-24			
L) Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja porción de arcilla	5				
M) Zonas continuas o bandas de arcilla y R, (Ver G, H y J para condición de arcilla)	10-13				
N) Zonas continuas o bandas de arcilla y R, (Ver G, H y J para condición de arcilla)	6-24				
5. Reducción por Agua en Juntas	J_w	Apropr presión agua [kg/cm²]			
A) Excavación seca o flujo menor (por ej. <5mm localmente)	1	< 1.0		1	
B) Presión media o flujo medio, lavado ocasional del relleno de juntas	0.66	1-2.5			
C) Flujo grande o alta presión en roca competente con juntas sin relleno	0.5	2.5-10.0			
D) Gran flujo o alta presión	0.33	2.5-10.0			
E) Excepcionalmente alto flujo o presión en tronadura, decayendo con el tiempo	0.2-0.1	> 10			
F) Excepcionalmente alto flujo o presión	0.1-0.05	> 10			
G) Factor de Reducción de Símbolos	SRF				
a. Zonas débiles intersectando la excavación, lo que puede aflojar al macizo rocoso cuando el nivel es excavado					
A) Múltiples ocurrencias de zonas de debilidad conteniendo arcilla o roca químicamente desintegrada, muy suelta rodeando a la roca a cualquier profundidad	10	1. Reduzca estos valores de SRF por 25-50% pero solo si la influencia de las zonas relevantes de corte no intersectan la excavación.			
B) Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación <50m)	5				
C) Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación <50m)	2.5				
D) Múltiples zonas de corte en roca competente (sin arcilla), roca suelta alrededor (cualesq. prof.)	7.5	2. En los casos que la profundidad de la clave del túnel sea inferior a la altura del mismo, se sugiere aumentar el SRF de 2.5 a 5			
E) Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof. excavación <50m)	5	3. Para campos de tensiones muy anisotrópicos cuando factible, reducir el 'er' a 0.8 ec y 0.8 et			
F) Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof. excavación >50m)	2.5				
G) Juntas abiertas y sueltas, fuertemente diaclasado o en "cubos de azúcar" (cualesq. prof.)	5				
b. Roca competente, problemas de esfuerzo de la roca	[σ_{v1}]	[σ_{v2}]	SRF		
H) Bajo esfuerzo, cerca de la superficie	> 200	> 13	2.5		
I) Esfuerzo medio	200-10	13-0.66	1		
J) Estructuras altas, estructuras bien apretadas (en favor de estabilidad, puede ser desfavorable para estabilidad de paredes)	10-5	0.66-0.33	0.5-2		
K) Explosión de roca suave (macizo rocoso)	5-2.5	0.33-0.16	0.5-10		
L) Explosión de roca fuerte (macizo rocoso)	< 2.5	< 0.16	10-20		
c. Roca deformable, flujo plástico de roca incompetente bajo influencia de alta presión de roca.					
M) Baja presión en roca deformable			5-10		
N) Alta presión en roca deformable			10-20		
d. Hinchazón de roca, actividad de la hinchazón química dependiendo de presencia de agua					
O) Baja presión de hinchazón en roca			5-10		
P) Alta presión de hinchazón en roca			10-15		

		Q BARTON - Perfil B-4			
Descripción	Valor	Notas		Puntuación	
1. Rock Quality Designation	RQD (%)				
A) Muy pobre	0-25	1. Cuando RQD resulta < 10 (incluido 0), debe usarse un valor nominal de 10.		60	
B) Pobre	25-50				
C) Mala	50-75				
D) Buena	75-90	2. RQD en intervalos de 5, por ejemplo, 100, 95, 90, etc. son buena estimación.			
E) Excelente	90-100				
2. Número Familia de Discontinuidades	J_n				
A) Roca masiva, sin o con algún par de juntas	0.5 - 1.0			15	
B) Una familia de discontinuidades	2				
C) Una familia más random	3				
D) Dos familias de discontinuidades	4				
E) Dos familias más random	6				
F) Tres familias de discontinuidades	9	1. Para intersecciones usar (3.0 * J _n)			
G) Tres familias más random	12				
I) Cuatro o más familias de discontinuidades, random, gravemente diaclasado, "cubos de azúcar", etc.	15	2. Para portales usar (2.0 * J _n)			
J) Roca fracturada, tipo suelto	20				
3. Número Rugosidad discontinuidad	J_r				
a. Pared rocosa de contacto				3	
b. Pared rocosa de contacto antes de 15cm de corte					
A) Juntas discontinuas	4				
B) Rugosa e irregular, ondulante	3				
C) Suave y ondulante	2	1. Agrupar 1.0 si el promedio de espaciamiento de las familias de juntas más relevantes es mayor que 3m.			
D) Rebandada y ondulante	1.5				
E) Rugosa e irregular, planar	1.5				
F) Suave, planar	1				
C) Rebandada, planar	0.5	2. J _n >0.5 puede usarse para juntas planares, rebandadas, que tengan lineaciones, orientadas en favor de la mínima resistencia			
c. Sin pared rocosa de contacto en el corte					
H) Zonas conteniendo minerales de arcilla gruesos tal de prevenir contacto pared rocosa	1.0 (Nominal)				
I) Arenoso, grava o zona fracturada de grosor tal para prevenir contacto pared rocosa	1.0 (Nominal)				
4. Número Alteración de discontinuidades	J_a	er grados (aprox)			
a. Pared rocosa de contacto				1	
A) Relleno de juntas impermeable, no blando, fuertemente sellado	0.75		1. Valores de 'er' el ángulo de fricción residual, usarlos como guía aproximada a las propiedades mineralógicas de las juntas, si se presentan		
B) Paredes de juntas impermeables, superficies manchadas altamente	1	25-35			
C) Paredes de juntas levemente mineralizadas	2	25-30			
D) Revestimiento mineral no suavitante, partículas minerales, rocas desintegradas sin arcilla, etc.	3	20-25			
E) Revestimiento arcillo-arenoso, limo-arenoso, de fracciones de arcilla pequeñas, no suavitantes	3	20-25			
F) Revestimiento suavitante o de mineral arcilloso de baja fricción, p.e. vaselina, mica, oronita, talco, grafito, etc. y baja cantidad de arcilla expansiva. (revestimiento juntas, 1-2mm o menos)	4	8-16			
b. Pared rocosa de contacto antes de 15cm de corte					
F) Partículas arenosas, libres de arcilla, roca desintegrada, etc.	4	25-30			
G) Minerales de relleno de arcilla no suavitantes altamente sobre-consolidados <5mm ancho	6	16-24			
H) Minerales de relleno de arcilla no suavitantes mediana o baja sobre consolidación <5mm ancho	8	12-16			
I) Relleno de arcilla expansiva, por ej. montmorillonita, <5mm ancho. Valores de Ja dependen del porcentaje de tamaño de partículas de arcilla expansiva y del acceso al agua.	8-12	6-12			
c. Sin pared rocosa de contacto en el corte					
K) Zonas o bandas compuestas por roca y arcilla desintegradas (Ver G, H y J para la condición de arcilla)	8	6-24			
L) Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja porción de arcilla	5				
M) Zonas continuas o bandas de arcilla y R, (Ver G, H y J para condición de arcilla)	10-13				
N) Zonas continuas o bandas de arcilla y R, (Ver G, H y J para condición de arcilla)	6-24				
5. Reducción por Agua en Juntas	J_w	Apropr presión agua [kg/cm²]			
A) Excavación seca o flujo menor (por ej. <5mm localmente)	1	< 1.0		1	
B) Presión media o flujo medio, lavado ocasional del relleno de juntas	0.66	1-2.5			
C) Flujo grande o alta presión en roca competente con juntas sin relleno	0.5	2.5-10.0			
D) Gran flujo o alta presión	0.33	2.5-10.0			
E) Excepcionalmente alto flujo o presión en tronadura, decayendo con el tiempo	0.2-0.1	> 10			
F) Excepcionalmente alto flujo o presión	0.1-0.05	> 10			
G) Factor de Reducción de Símbolos	SRF				
a. Zonas débiles intersectando la excavación, lo que puede aflojar al macizo rocoso cuando el nivel es excavado					
A) Múltiples ocurrencias de zonas de debilidad conteniendo arcilla o roca químicamente desintegrada, muy suelta rodeando a la roca a cualquier profundidad	10	1. Reduzca estos valores de SRF por 25-50% pero solo si la influencia de las zonas relevantes de corte no intersectan la excavación.			
B) Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación <50m)	5				
C) Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación <50m)	2.5				
D) Múltiples zonas de corte en roca competente (sin arcilla), roca suelta alrededor (cualesq. prof.)	7.5	2. En los casos que la profundidad de la clave del túnel sea inferior a la altura del mismo, se sugiere aumentar el SRF de 2.5 a 5			
E) Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof. excavación <50m)	5	3. Para campos de tensiones muy anisotrópicos cuando factible, reducir el 'er' a 0.8 ec y 0.8 et			
F) Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof. excavación >50m)	2.5				
G) Juntas abiertas y sueltas, fuertemente diaclasado o en "cubos de azúcar" (cualesq. prof.)	5				
b. Roca competente, problemas de esfuerzo de la roca	[σ_{v1}]	[σ_{v2}]	SRF		
H) Bajo esfuerzo, cerca de la superficie	> 200	> 13	2.5		
I) Esfuerzo medio	200-10	13-0.66	1		
J) Estructuras altas, estructuras bien apretadas (en favor de estabilidad, puede ser desfavorable para estabilidad de paredes)	10-5	0.66-0.33	0.5-2		
K) Explosión de roca suave (macizo rocoso)	5-2.5	0.33-0.16	0.5-10		
L) Explosión de roca fuerte (macizo rocoso)	< 2.5	< 0.16	10-20		
c. Roca deformable, flujo plástico de roca incompetente bajo influencia de alta presión de roca.					
M) Baja presión en roca deformable			5-10		
N) Alta presión en roca deformable			10-20		
d. Hinchazón de roca, actividad de la hinchazón química dependiendo de presencia de agua					
O) Baja presión de hinchazón en roca			5-10		
P) Alta presión de hinchazón en roca			10-15		

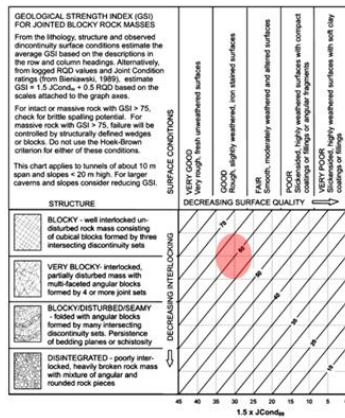
Q BARTON - Perfil B5				
Descripción	Valor	Notas	Puntuación	
1. Rock Quality Designation				
A) Más pobre	RDQ [N]		75	
B) Pobre	0 - 25	1 Cuando RDQ resulta < 10 (incluido 0), debe usarse un valor nominal de 10.		
C) Media	25 - 50			
D) Buena	50 - 75			
E) Excelente	75 - 100	2 RDQ en intervalos de 5, por ejemplo, 100, 85, 90, etc, son buena estimación.		
2. Número familia de discontinuidades				
A) Roca masiva, sin o con algún par de juntas	0.5 - 1.0		12	
B) Una familia de discontinuidades	2			
C) Una familia más random	3			
D) Dos familias de discontinuidades	4			
E) Dos familias más random	6			
F) Tres familias de discontinuidades	9	1 Para intersecciones usar (3.0 * Jn)		
G) Tres familias más random	12			
H) Cuatro o más familias de discontinuidades, random, gravemente diaclasado, "tubos de acobar", etc.	15	2 Para portales usar (2.0 * Jn)		
J) Roca fracturada, tipo suelo	20			
3. Número Rugosidad discontinuidad				
a. Pared rocosa de contacto				
b. Pared rocosa de contacto antes de flicm de corte				
A) Juntas discontinuas	4		3	
B) Rugosa e irregular, ondulante	3			
C) Suave y ondulate	2			
D) Retanada y ondulate	1.5	1 Agregar 1.0 si el promedio de espaciamiento de las familias de juntas más relevantes es mayor que 3m.		
E) Rugosa e irregular, planar	1.5			
F) Suave, planar	1			
G) Retanada, planar	0.5	2 Jn=0.5 puede usarse para juntas planares, retanadas, que tengan fisuraciones, orientadas en favor de la misma resistencia		
c. Sin pared rocosa de contacto en el corte				
H) Zonas conteniendo minerales de arcilla gruesos tal de prevenir contacto pared rocosa	1.0 (nominal)			
J) Arenoso, grava o zona fracturada de grosor tal para prevenir contacto pared rocosa	1.0 (nominal)			
4. Número Alteración de discontinuidades				
a. Pared rocosa de contacto				
A) Relleno de juntas impermeable, no blando, fuertemente sellado	0.75		1	
B) Paredes de juntas laterales, superficies manchadas solamente	1	25 - 35		1 Valores de en, el ángulo de fricción residual, usarlos como guía aproximada a las propiedades mineralógicas de las juntas, si se presentan.
C) Paredes de juntas levemente manchadas, revestimiento mineral no suavizante, partículas arenosas, rocas desintegradas sin arcilla, etc.	2	25 - 30		
D) Revestimiento arcillo-arenoso, limo-arenoso, de fracciones de arcilla pequeñas, no suavizante	3	20 - 25		
E) Revestimiento suavizante o de mineral arcillosos de baja fricción, p.ej. kaolinita, mica, chlorita, talco, grafito, etc. y baja cantidad de arcilla expansiva (revestimiento juntas, 1-2mm o menos)	4	8 - 15		
b. Pared rocosa de contacto antes de flicm de corte				
F) Partículas arenosas, libres de arcilla, roca desintegrada, etc.	4	25 - 30		
G) Minerales de relleno de arcilla no suavizantes altamente sobre-consolidados <5mm ancho	6	16 - 24		
H) Minerales de relleno de arcilla no suavizantes mediana o baja sobre-consolidación <5mm ancho	8	12 - 16		
I) Relleno de arcilla expansiva, por ej. montmorillonita, <5mm ancho, Valores de Jn dependen del porcentaje de tamaño de partículas de arcilla expansiva y del acceso al agua.	8 - 12	6 - 12		
c. Sin pared rocosa de contacto en el corte				
K) Zonas o bandas compuestas por roca y arcilla desintegradas (ver G, H, J para la condición de arcilla)	6			
L) Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja porción de	8 - 12	6 - 24		
M) Zonas o bandas de arcilla limosa-arenosa, baja porción de	5			
O) Zonas continuas o bandas de arcilla y R. (ver G, H, J para condición de arcilla.	10 - 13			
P) Zonas o bandas de arcilla y R. (ver G, H, J para condición de arcilla.	6 - 24			
5. Reducción por Agua en Juntas				
A) Escavación seca o flujo menor (por ej. <5m localmente)	1	< 1.0	1	
B) Presión media o flujo medio, lavado ocasional del relleno de juntas	0.66	1 - 2.5		
C) Flujo grande o alta presión en roca competente con juntas sin relleno	0.5	2.5 - 10.0		
D) Gran flujo o alta presión	0.33	2.5 - 10.0		
E) Escapamiento alto flujo o presión en tronadura, decayendo con el tiempo	0.2 - 0.1	> 10		
F) Escapamiento alto flujo o presión	0.1 - 0.05	> 10		
G) Factor de Reducción de Tensión	SRF			
6. Zonas débiles intersectando la excavación, lo que puede afectar al macizo rocoso cuando el túnel es excavado				
A) Múltiples escenarios de zonas de debilidad conteniendo arcilla o roca químicamente desintegrada, muy suelta rodeando a la roca a cualquier profundidad	10		1 Reducir estos valores de SRF por 25 - 50% pero solo si la influencia de las zonas relevantes de corte no interfiere en la excavación.	
B) Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación <50m)	5			
C) Única zona de debilidad con arcilla o roca químicamente desintegrada (prof. Excavación >50m)	2.5			
D) Múltiples zonas de corte en roca competente (sin arcilla), roca suelta alrededor (cualquier prof.)	7.5		2 En los casos que la profundidad de la clave del túnel sea menor a la altura del macizo, se sugiere aumentar el SRF de 2.5 a 5	
E) Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof. excavación <50m)	5		3 Para campos de tensiones muy anisotrópicos cuando S ₀₁ /S ₀₂ , reducir en el 0.8 a 0.8 ac y 0.8 at	
F) Única zona de corte en roca competente (sin arcilla), (prof. excavación >50m)	2.5			
G) Juntas abiertas y sueltas, fuertemente diaclasado o en "tubos de azúcares" (cualquier prof)	5			
b. Roca competente, problemas de esfuerzo de la roca				
H) Bajos esfuerzos, cerca de la superficie	[en]x1	[σ ₀₁]	SRF	
J) Esfuerzo medio	> 200	> 13	2.5	
K) Esfuerzos altos, estructuras bien apretadas (en favor de estabilidad, puede ser desfavorable para estabilidad de paredes)	200 - 10	13 - 0.66	1	
L) Explosión de roca suave (macizo rocoso)	5 - 2.5	0.33 - 0.16	5 - 10	
M) Explosión de roca fuerte (macizo rocoso)	< 2.5	< 0.16	10 - 20	
c. Roca deformable, flujo plástico de roca incompetente bajo influencia de alta presión de roca.				
N) Baja presión en roca deformable			5 - 10	
O) Alta presión en roca deformable			10 - 20	
d. Hinchazón de roca, actividad de la hinchazón química dependiendo de presencia de agua				
P) Baja presión de hinchazón en roca			5 - 10	
R) Alta presión de hinchazón en roca			10 - 15	

Fuente: Elab. Propia.

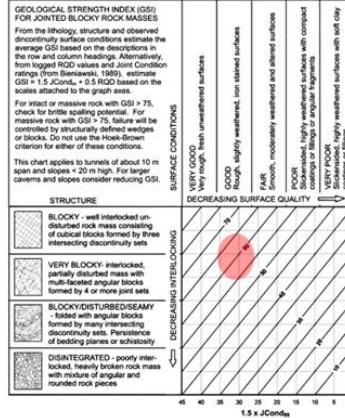
Perfil A-1



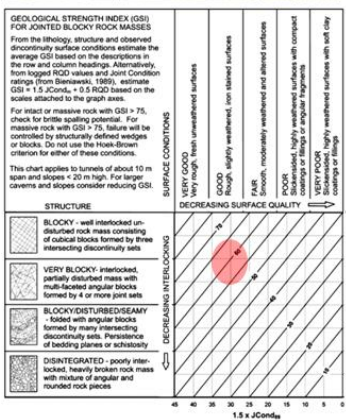
Perfil A-2



Perfil A-3



Perfil A-4



Perfil A-5

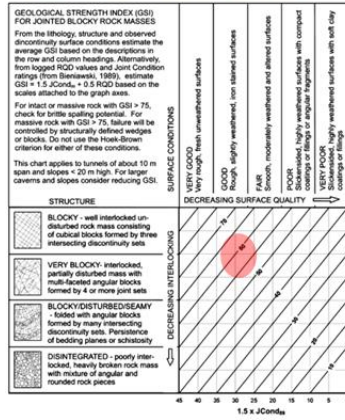
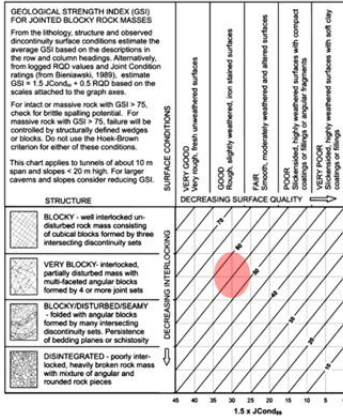
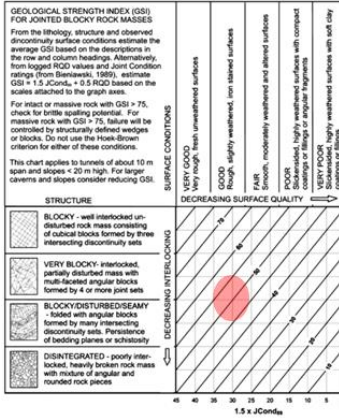


Tabla 8.5 – Clasificación GSI para perfiles en Talud B-1. [26]

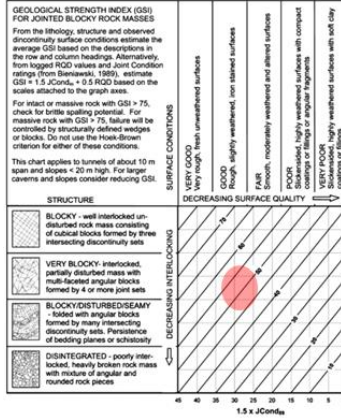
Perfil B-1



Perfil B-2

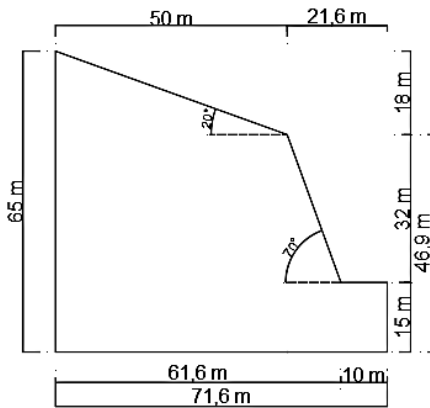
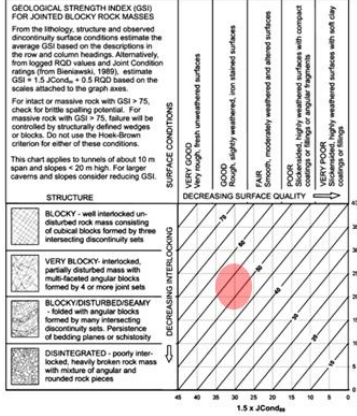


Perfil B-3

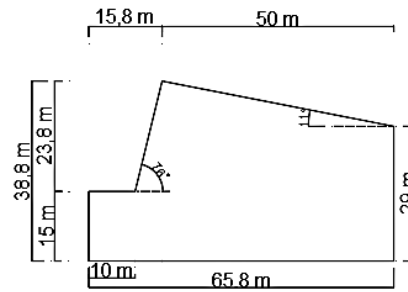
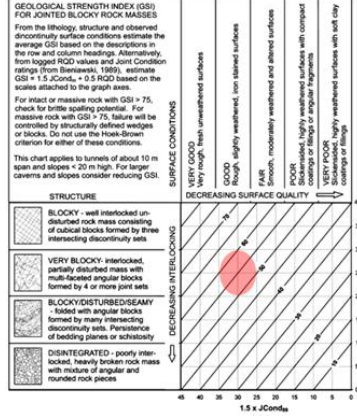


Perfil B-4

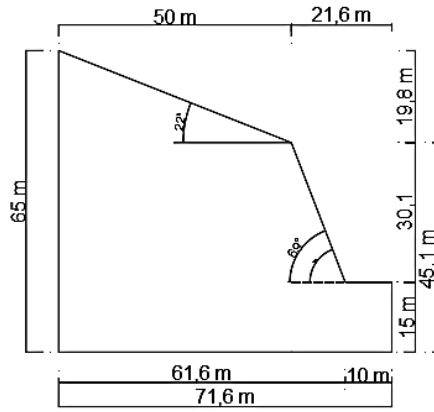
Perfil B-5



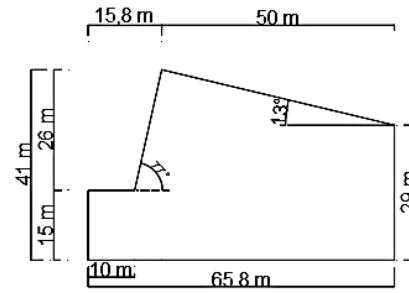
TALUD A-1



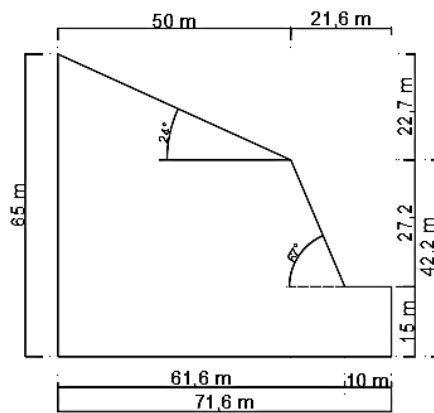
TALUD B-1



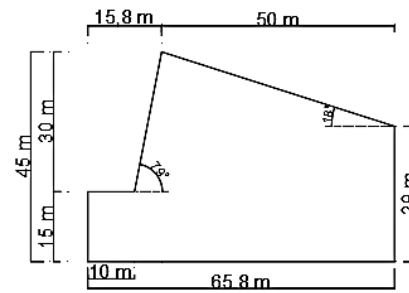
TALUDA-2



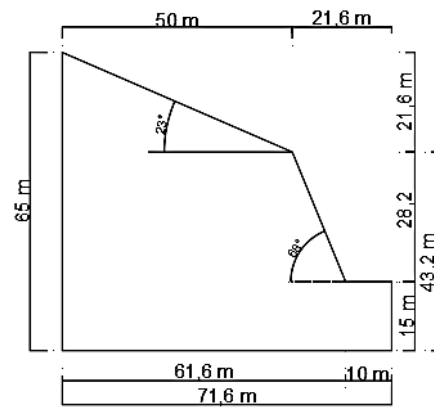
TALUD B-2



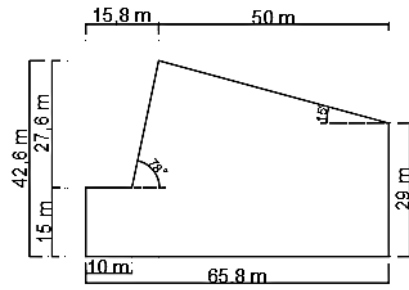
TALUDA-3



TALUD B-3



TALUDA-4



TALUD B-4

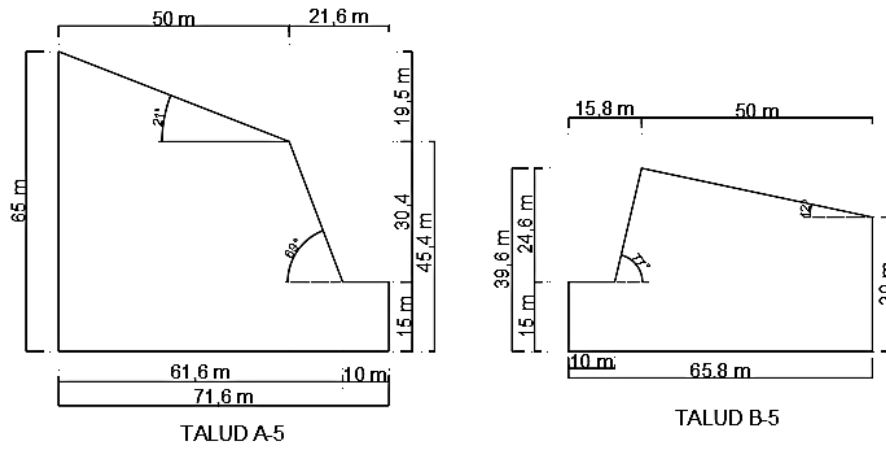
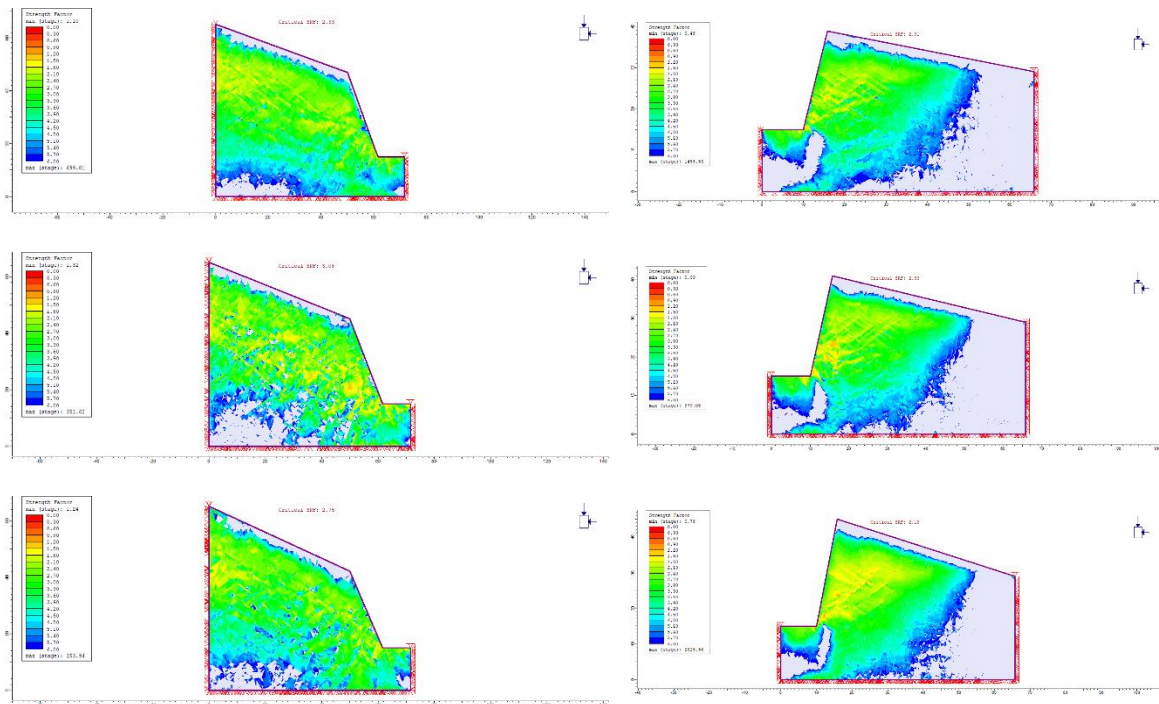


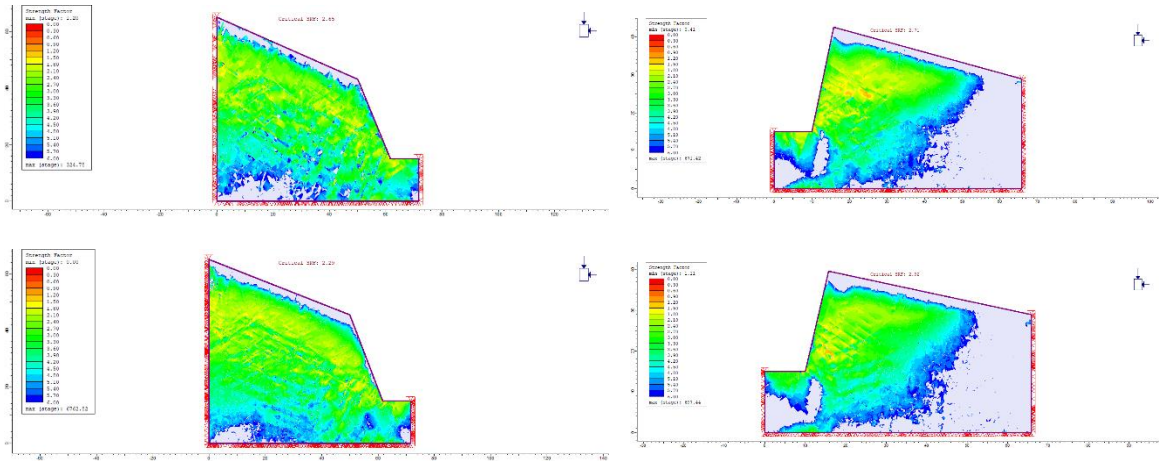
Figura 8.1 – Perfiles geométricos de cada Talud en estudio –Elab. Propia.

Tabla 8.6 – Strength Reduction Factor GSI=60 Perfiles A y B

Perfil A1:A5 – GSI = 60

Perfil B1:B5 – GSI = 60



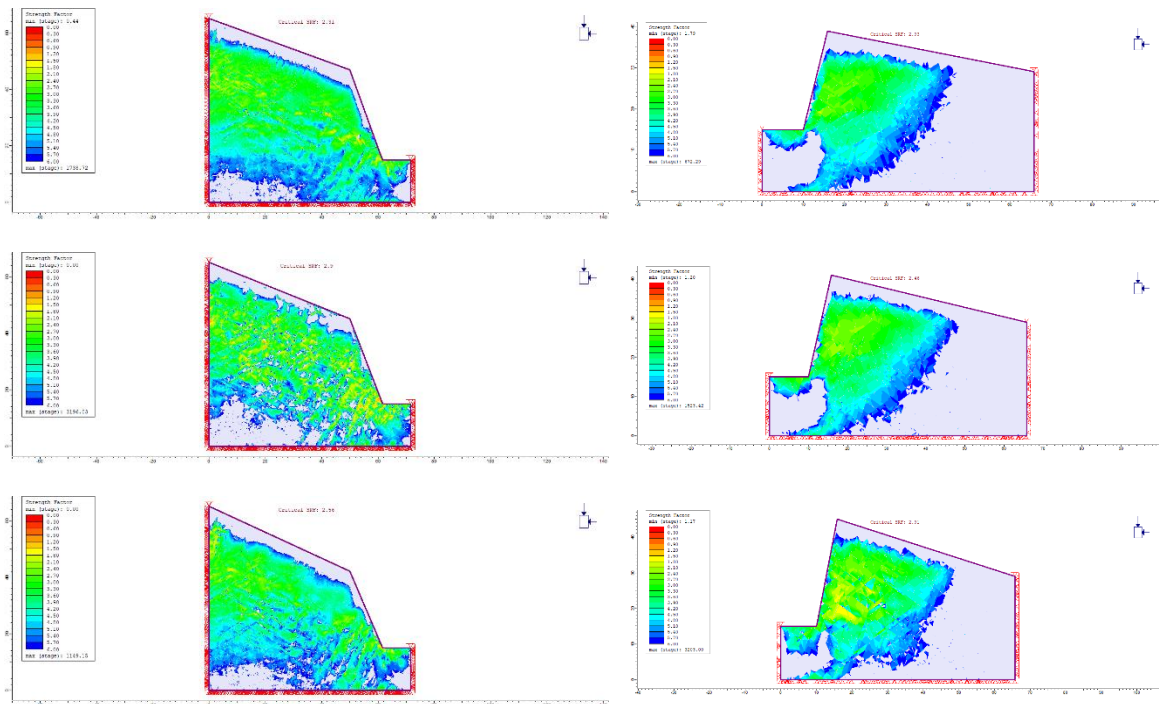


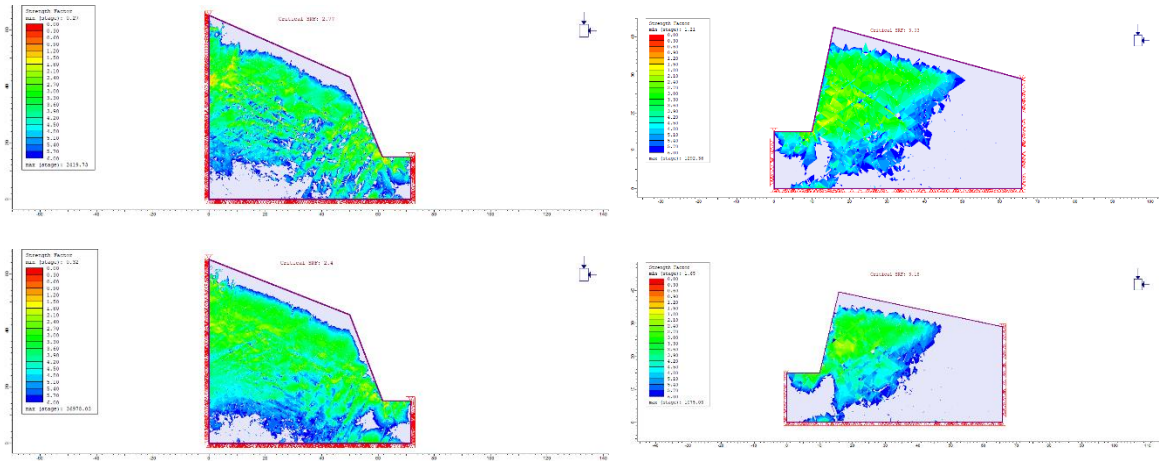
Fuente: [RS2].

Tabla 8.7 – Strength Reduction Factor GSI =66 y GSI =65 Perfiles A y B

Perfil A1:A5 – GSI = 66

Perfil B1:B5 – GSI = 65



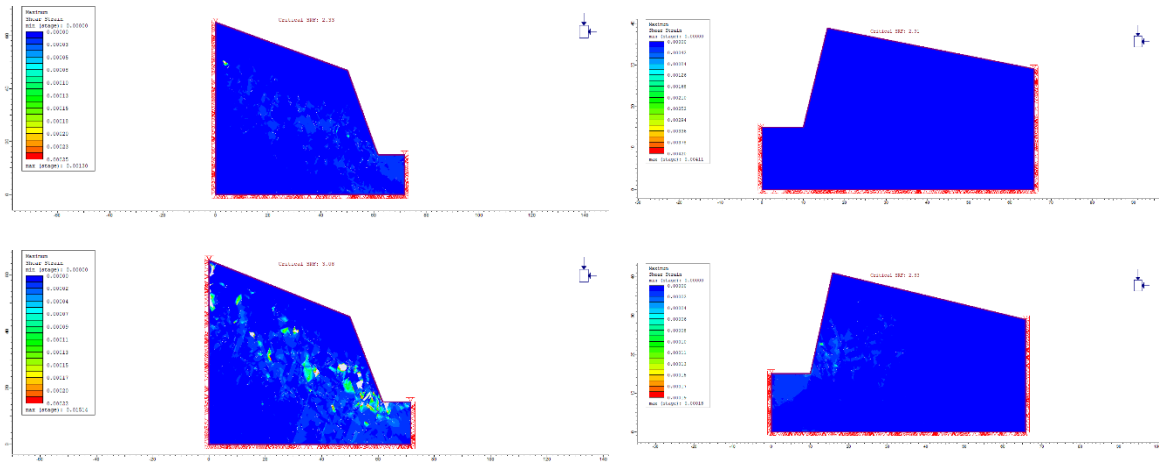


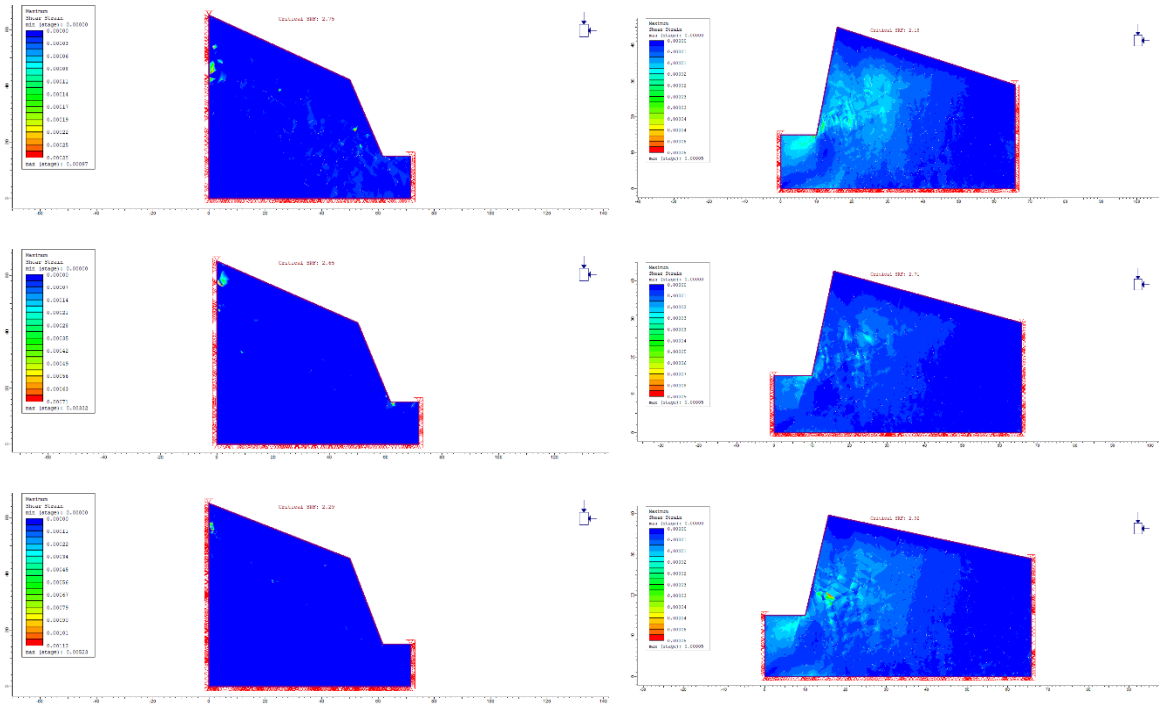
Fuente: [RS2].

Tabla 8.8 – Máxima Deformación Unitaria por Corte GSI 60 Perfil A y B

Perfil A1:A5 – GSI = 60

Perfil B1:B5 – GSI = 60



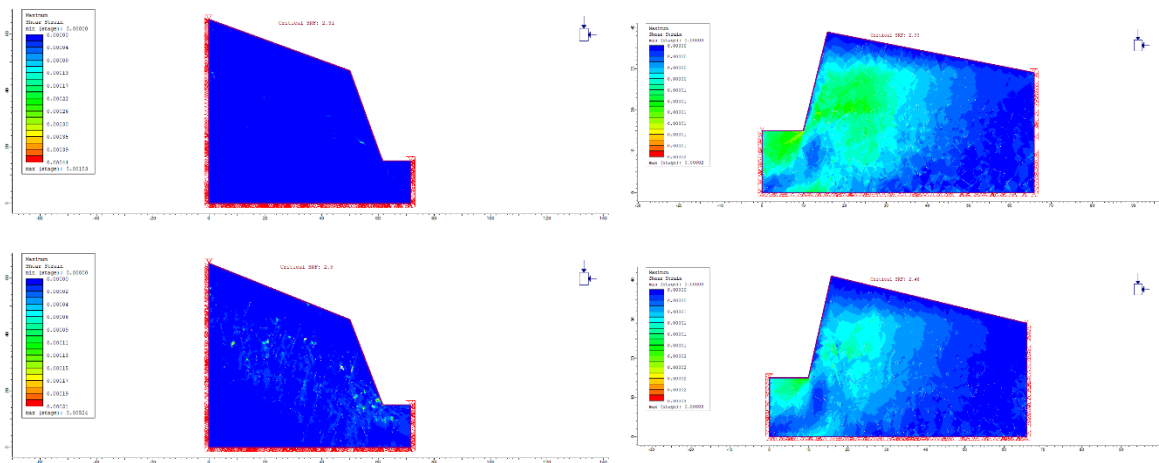


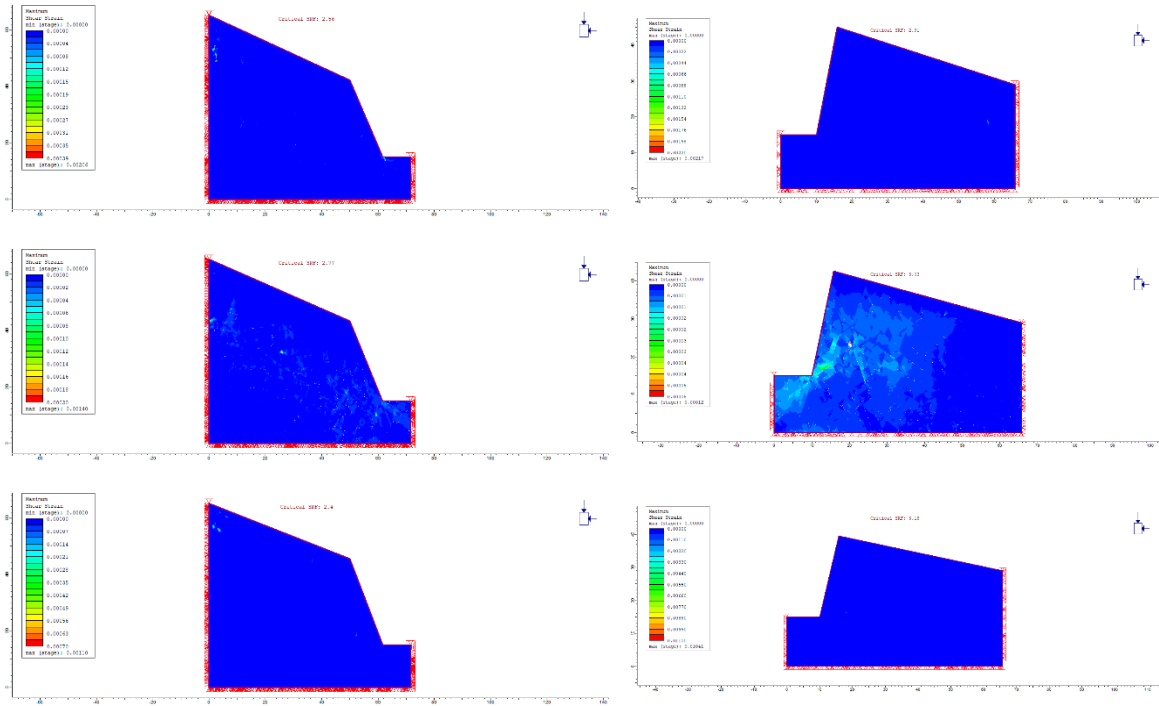
Fuente: [RS2].

Tabla 8.9 – Máxima Deformación Unitaria por Corte GSI 66 y 65 - Perfil A y B

Perfil A1:A5 – GSI = 66

Perfil B1:B5 – GSI = 65



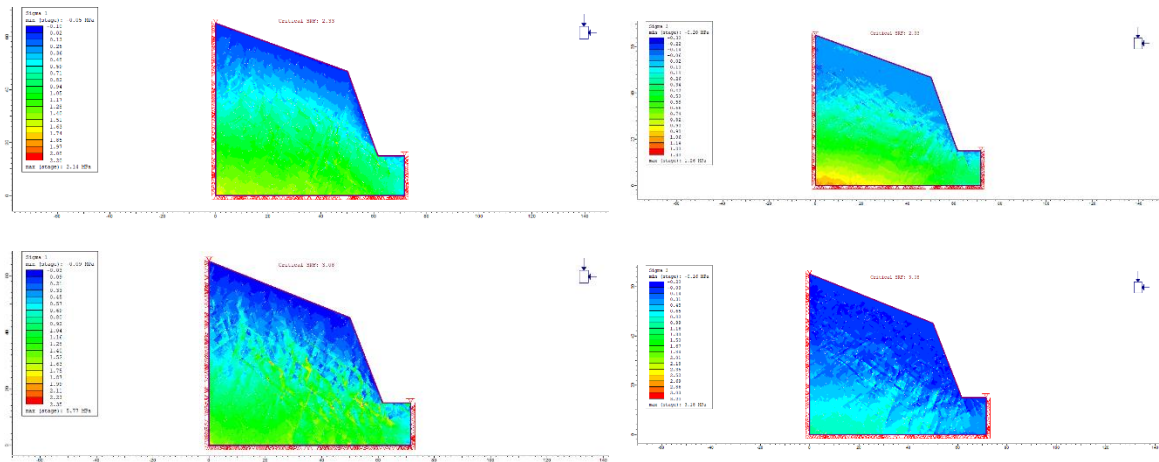


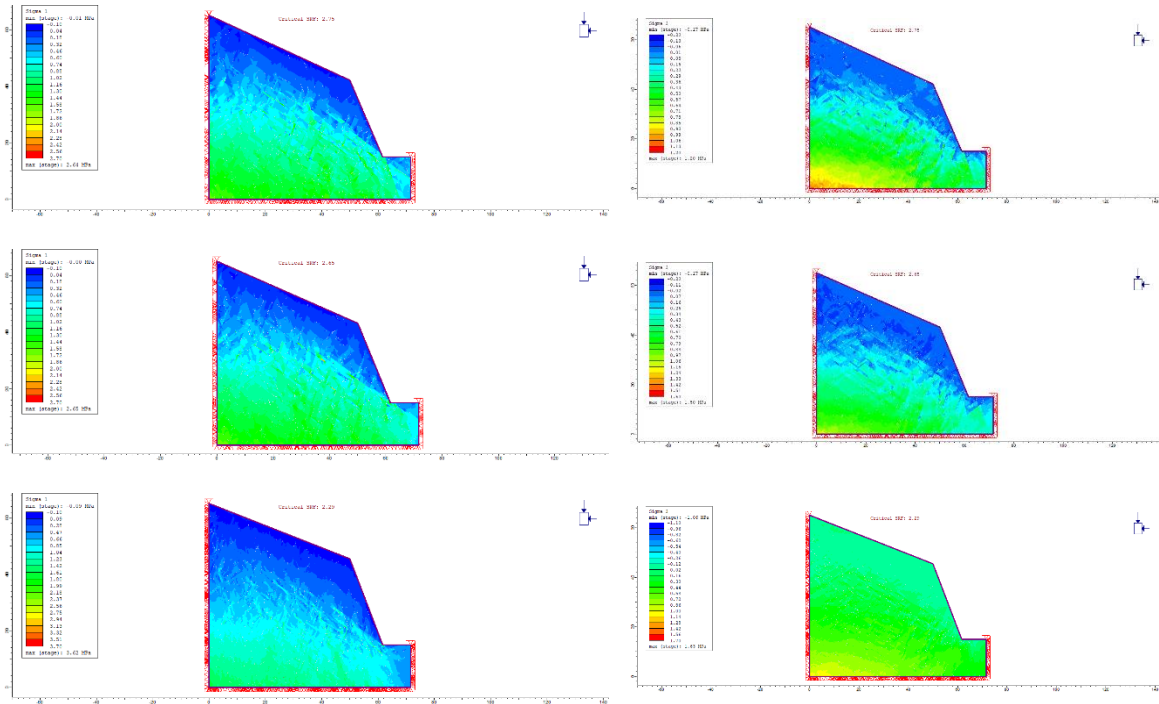
Fuente: [RS2].

Tabla 8.10 – Esfuerzos Principales Sigma_1 y Sigma_3 Perfil A – GSI = 60

Sigma_1 [MPa]

Sigma_3 [MPa]



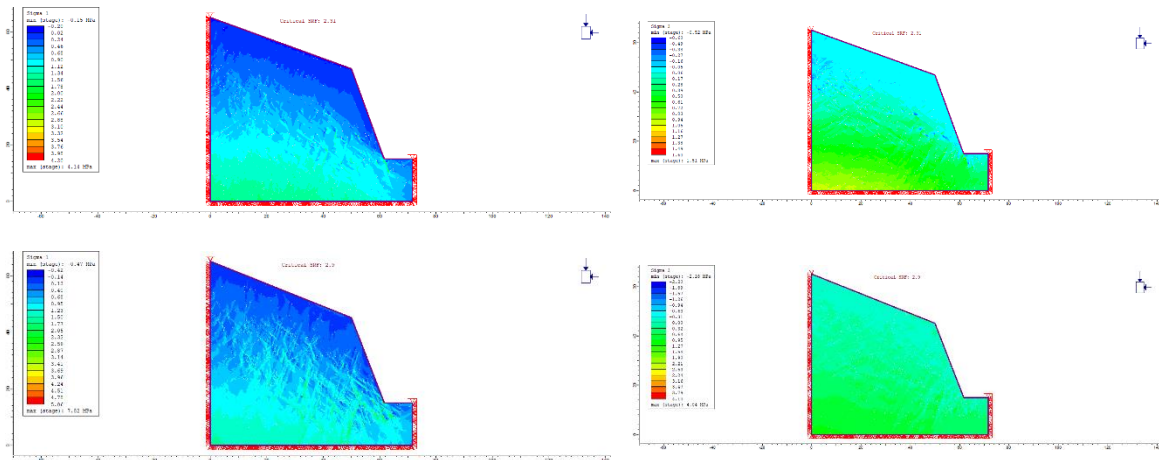


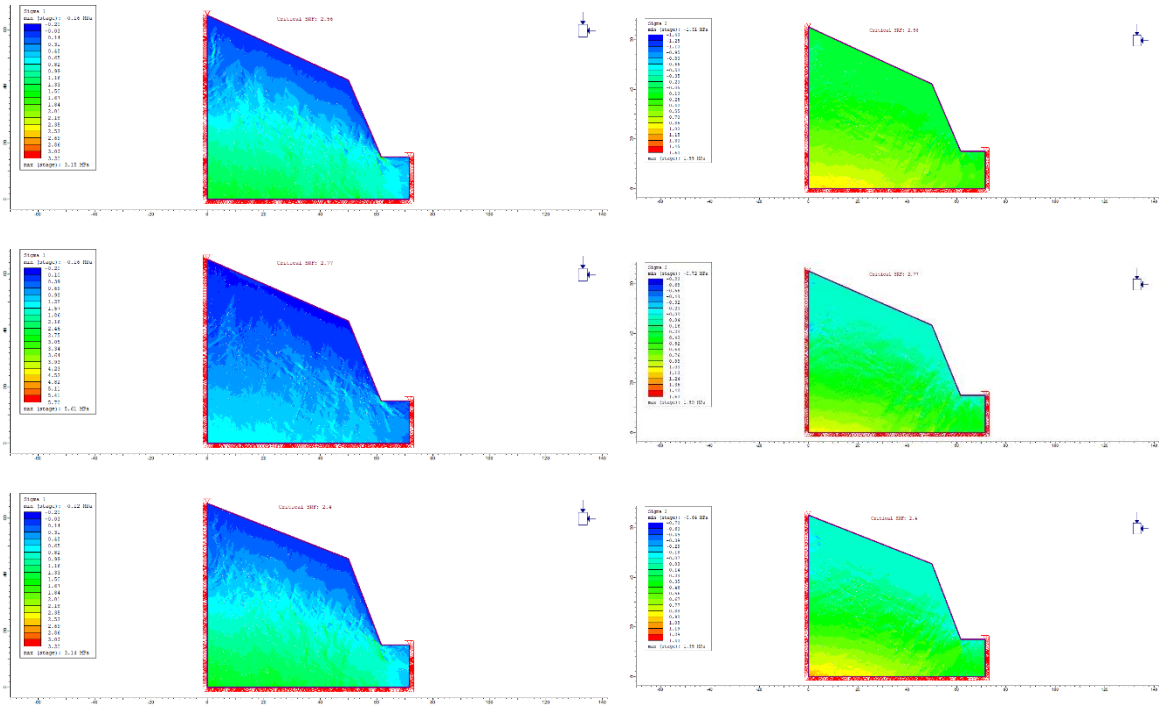
Fuente: [RS2].

Tabla 8.11 – Esfuerzos Principales σ_1 y σ_3 Perfil A – GSI = 66

σ_1 [MPa]

σ_3 [MPa]



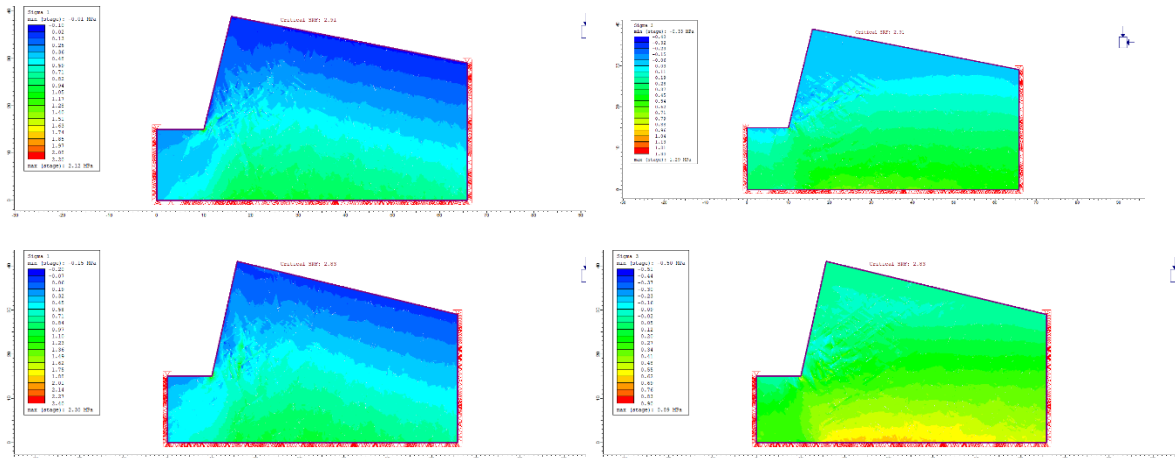


Fuente: [RS2].

Tabla 8.12 – Esfuerzos Principales σ_1 y σ_3 Perfil B – GSI = 60

σ_1 [MPa]

σ_3 [MPa]



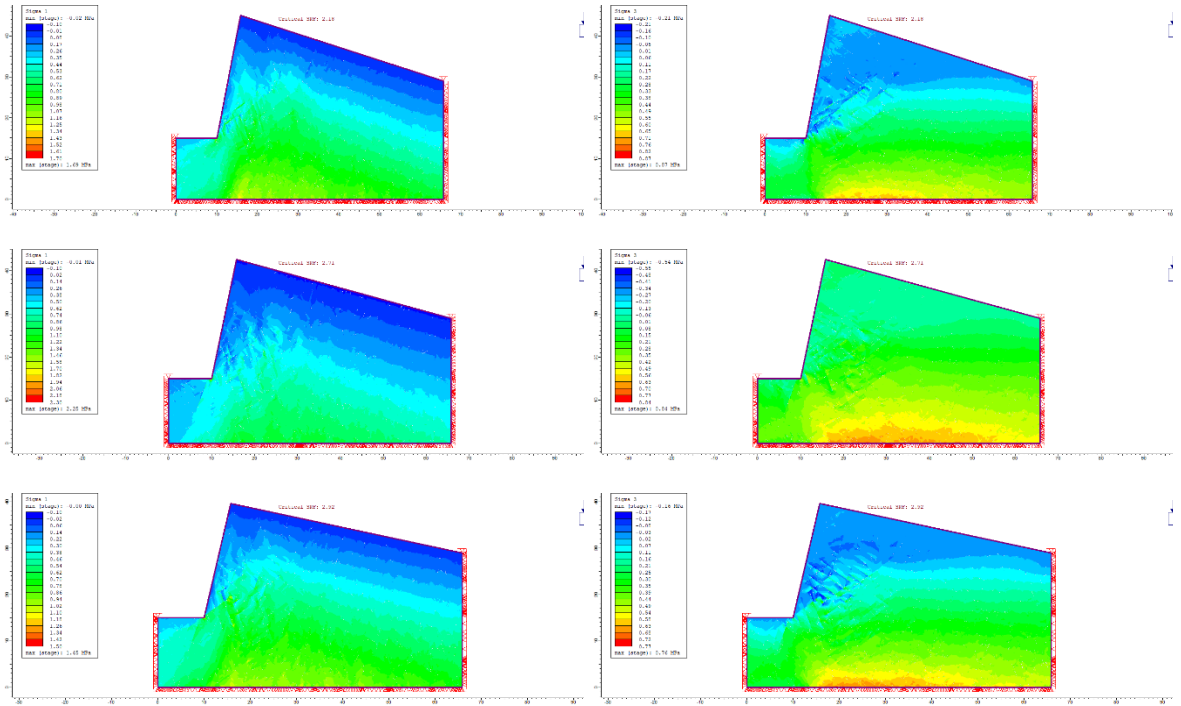
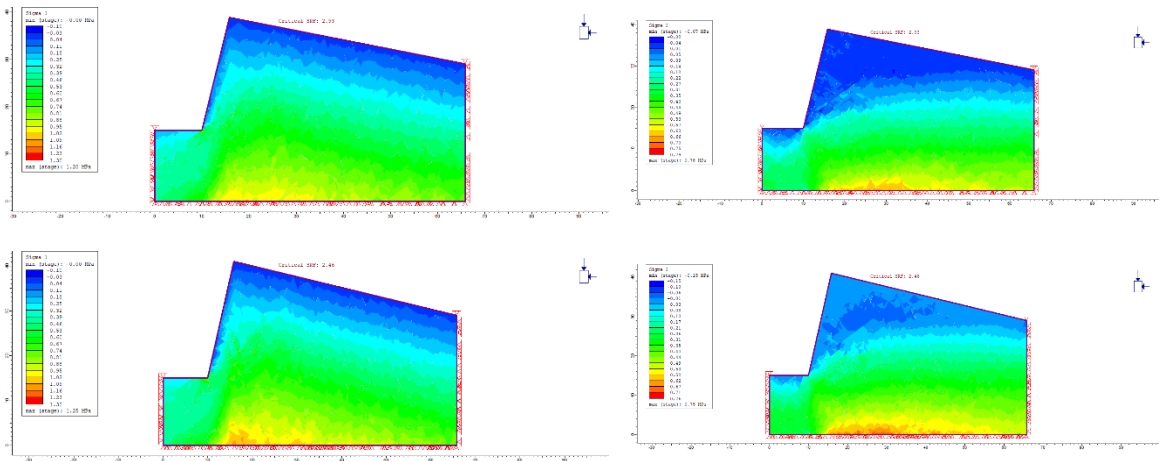
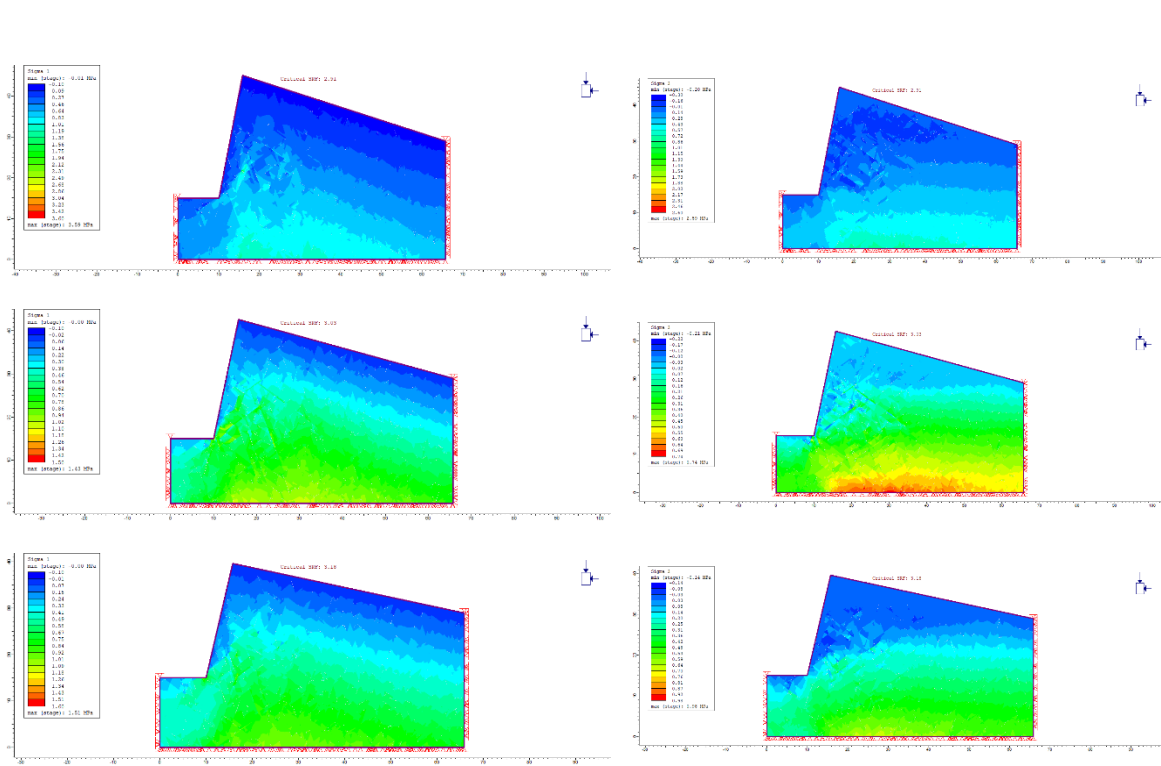


Tabla 8.13 – Esfuerzos Principales σ_1 y σ_3 Perfil B – GSI = 65

σ_1 [MPa]

σ_3 [MPa]





Fuente: [RS2].