

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DEL PERÚ**

**Escuela de Posgrado**



Modificación del sistema GSI en función de la escala de  
análisis de estabilidad de taludes en macizos rocosos

Tesis para obtener el grado académico de Doctor en Ingeniería que  
presenta:

*Raúl Rodolfo Pozo García*

Asesor:

*Dr. José Antonio Samaniego Alcántara*


Lima, 2023

## Informe de Similitud

Yo, **José Antonio Samaniego Alcántara**, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada **Modificación del sistema GSI en función de la escala de análisis de estabilidad de taludes en macizos rocosos**, del autor Raúl Rodolfo Pozo García, dejo constancia de lo siguiente:

- La Tesis del señor Raul Pozo, según el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 20 de marzo 2023, tiene un índice de puntuación de similitud de 23%.
- Este reporte se realizó sin considerar el retiro de las referencias a trabajos del autor de la tesis, así como las fuentes que contienen resúmenes de los artículos elaborados como parte de la tesis doctoral. Incluso en este escenario, los resultados muestran que el resto de las citas refieren a trabajos con menos del 1% de similitud.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lima, 29 de marzo del 2023

Apellidos y nombres del asesor: <u>Samaniego Alcántara, José Antonio</u>	
DNI: 10316506	Firma 
ORCID: 0009-0008-9107-3745	



A Jenny Marina, mi compañera, por compartir con tanta ilusión este trabajo.

## **RESUMEN**

Se ha observado una cantidad considerable de análisis de estabilidad de taludes en macizos rocosos en los que se considera el Índice de Resistencia Geológica GSI obtenido a nivel de afloramientos como dato de entrada para definir la resistencia del macizo rocoso. Este procedimiento no se considera adecuado cuando la escala del afloramiento rocoso y la escala del talud analizado es significativamente diferente, tal como ocurre por ejemplo en los taludes de un tajo abierto, dando como resultado una sobrestimación de la resistencia del macizo rocoso en los análisis mencionados. Por este motivo, y ante una ausencia de criterios para reducir el valor del GSI en función de la escala de análisis, en la presente tesis se propone una versión modificada del Índice GSI, denominado  $GSI_e$  o “GSI escalado”. Para definir una expresión que permita obtener directamente el valor del  $GSI_e$  en función de las características del macizo rocoso, se han realizado análisis de estabilidad en una serie de taludes hipotéticos mediante dos enfoques: el primero considera que el macizo rocoso es un medio discontinuo conformado por bloques de roca intacta independizados por las discontinuidades; y el segundo considera que el macizo rocoso es un medio continuo equivalente caracterizado por el índice GSI escalado, el cual permite obtener un factor de seguridad y una superficie de rotura similares a lo obtenido con el primer enfoque. Con los resultados obtenidos, se ha propuesto una formulación para obtener el valor de  $GSI_e$ , definida en función de la altura del talud, el espaciamiento entre fracturas, la resistencia de la roca, la persistencia y la condición de las discontinuidades. Finalmente, se ha validado la formulación propuesta aplicándola en cinco casos de taludes mineros en los cuales se ha producido la rotura.

**Palabras claves:** GSI, efecto escala, macizo rocoso, mecánica de rocas, estabilidad de taludes, caracterización geomecánica.

## **ABSTRACT**

A considerable amount of slope stability analysis has been observed in jointed rock masses in which the GSI (Geological Strength Index) estimated at the outcropping level is considered input data to define the rock mass strength. However, this procedure is unsuitable when the rock outcrop scale and the slope scale are significantly different (e.g., open pit slopes), resulting in an overestimated rock mass strength. For this reason, and in the absence of criteria to modify the GSI based on the scale effects, in this research, a new GSI version is proposed, called  $GSI_e$  or "scaled GSI". To define an expression for obtaining the  $GSI_e$  in terms of the rock mass properties, comparative stability analyzes were conducted in a series of hypothetical slopes using two approaches: the first considers the rock mass as a discontinuous medium of rock blocks separated by discontinuities; the second considers the rock mass as an equivalent continuous medium characterized by a scaled GSI. For the adequate scaled GSI value, evaluated in each analyzed slope, a safety factor and a failure surface are similar in both approaches. In conformity with the results, a  $GSI_e$  formulation in terms of the slope height, the spacing, the intact rock strength, the persistence, and the joint conditions has been proposed. Finally, the formulation was validated by applying it in five cases of mining slopes where the failure occurred.

**Keywords:** GSI, scale effects, rock mass; rock mechanics, slope stability, geomechanical characterization.

## ÍNDICE

<b>RESUMEN .....</b>	<b>iii</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>iv</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS .....</b>	<b>x</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS .....</b>	<b>xii</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS.....</b>	<b>xx</b>
<b>CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 DESCRIPCIÓN DEL TEMA .....</b>	<b>1</b>
<b>1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....</b>	<b>5</b>
<b>1.3 PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN.....</b>	<b>11</b>
<b>1.4 HIPÓTESIS.....</b>	<b>11</b>
<b>1.5 OBJETIVOS.....</b>	<b>11</b>
1.5.1 OBJETIVO GENERAL .....	11
1.5.2 OBJETIVO ESPECÍFICO .....	12
<b>1.6 METODOS EMPLEADOS.....</b>	<b>12</b>
<b>1.7 RESULTADOS ESPERADOS.....</b>	<b>14</b>
<b>1.8 CONCLUSIONES MÁS RELEVANTES.....</b>	<b>15</b>
<b>1.9 LIMITACIONES.....</b>	<b>15</b>
<b>1.10 CONTENIDO Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.....</b>	<b>16</b>
<b>CAPÍTULO II. MARCO CONCEPTUAL: DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA GSI .....</b>	<b>17</b>
<b>2.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA (GSI).....</b>	<b>17</b>
<b>2.2 EL SISTEMA GSI Y EL CRITERIO DE HOEK-BROWN.....</b>	<b>18</b>
<b>2.3 EL SISTEMA GSI Y LOS EFECTOS DE ESCALA .....</b>	<b>25</b>
<b>2.4 CRITERIOS PARA CUANTIFICAR LOS EFECTOS DE ESCALA.....</b>	<b>29</b>
2.4.1 CRITERIOS BASADOS EN ENSAYOS DE LABORATORIO .....	29
2.4.2 CRITERIOS BASADOS EN CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS .....	30
2.4.3 CRITERIOS BASADOS EN LA RELACIÓN W/H O ANCHO/ALTURA .....	31
2.4.4 CRITERIOS BASADOS EN LA RELACIÓN E/D O ESPACIAMIENTO ENTRE FRACTURAS/DIMENSIÓN DE INGENIERÍA.....	32
2.4.5 CRITERIOS BASADOS EN LA REDUCCIÓN DEL ÍNDICE GSI .....	33
2.4.5.1 REDUCCIÓN CUALITATIVA DEL GSI.....	33
2.4.5.2 REDUCCIÓN CUANTITATIVA DEL GSI.....	34

2.4.6	CRITERIOS BASADOS EN MACIZOS ROCOSOS SINTÉTICOS .....	35
<b>2.5</b>	<b>DESARROLLO Y EVOLUCIÓN DEL SISTEMA GSI .....</b>	<b>36</b>
2.5.1	LÍNEA DE DESARROLLO ORIGINAL .....	41
2.5.1.1	ANTECEDENTES.....	41
2.5.1.2	ÍNDICE GSI (HOEK, 1994 Y HOEK, KAISER Y BAWDEN, 1995).....	49
2.5.1.3	ÍNDICE GSI (HOEK Y BROWN, 1997).....	51
2.5.1.4	ÍNDICE GSI (HOEK, MARINOS Y BENISSI, 1998).....	53
2.5.1.5	ÍNDICE GSI (HOEK Y MARINOS, 2000).....	55
2.5.1.6	ÍNDICE GSI (HOEK Y KARZULOVIC, 2000).....	57
2.5.1.7	ÍNDICE GSI (HOEK, MARINOS Y MARINOS, 2005).....	59
2.5.1.8	ÍNDICE GSI (MARINOS, 2007).....	61
2.5.1.9	ÍNDICE GSI (HOEK, CARTER Y DIEDERICH, 2013) .....	62
2.5.2	LÍNEA DE DESARROLLO COMPLEMENTARIA .....	65
2.5.2.1	ÍNDICE GSI (SONMEZ Y ULUSAY, 1999).....	65
2.5.2.2	ÍNDICE GSI (SONMEZ Y ULUSAY, 2002).....	68
2.5.2.3	INDICE GSI (CAI, KAISER, UNO, TASAKA Y MINAMI, 2004) .....	69
2.5.2.4	INDICE GSI (RUSSO, 2009) .....	73
2.5.2.5	GSI EN MACIZOS ROCOSOS CON ESTRUCTURA INTRABLOQUE (DAY ET AL., 2016, 2019).....	75
2.5.2.6	GSI EN AMBIENTES HIPÓGENOS (RUSSO ET AL., 2020).....	78
2.5.2.7	GSI DIRECCIONAL (BACZYNSKI, 2020) .....	79
2.5.2.8	GSI VOLUMÉTRICO V-GSI (SCHLOTTFERD Y CARTER, 2018) .....	82
2.5.2.9	GSI EN SONDEOS (ITASCA, 2011).....	83
2.5.2.10	GSI PARA SONDEOS EN ROCA GRANITO (LIN ET AL., 2014).....	84
2.5.2.11	GSI PARA SONDEOS EN GNEIS ALTERADO (SHANG ET AL., 2011).....	86
2.5.2.12	GSI EN ROCAS METAMÓRFICAS (TRUZMAN, 2007, 2009) .....	87
2.5.2.13	GSI EN ROCAS INTRUSIVAS .....	88
2.5.2.14	GSI EN ROCAS EXTRUSIVAS .....	89
2.5.3	LÍNEA DE DESARROLLO DE APLICACIONES ESPECÍFICAS .....	90
2.5.3.1	GSI Y LA EXCAVABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO (TSIAMBAOS Y SAROGLU, 2009) .....	90
2.5.3.2	ESTIMACIÓN DEL GRADO DE KARSTIFICACIÓN (SPAGO Y JOVANSKI, 2019).....	94
2.5.3.3	GSI RESIDUAL (CAI ET AL., 2007).....	96
2.5.3.4	GSI Y LA PERMEABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO (KAYABASI, 2017) ....	99
2.5.3.5	GSI MODIFICADO Y LA ESTIMACIÓN DEL SOSTENIMIENTO EN TÚNELES (VALLEJO 1999, 2002; MEJIA Y CHACON, 2019) .....	101
<b>2.6</b>	<b>RESUMEN .....</b>	<b>105</b>
<b>2.7</b>	<b>COMENTARIOS SOBRE EL CÁLCULO DEL GSI .....</b>	<b>107</b>

2.7.1	ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO .....	107
2.7.2	CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES.....	113
2.7.3	INTERACCIÓN GSI-TECTONISMO .....	113
2.7.4	INTERACCIÓN GSI-ALTERACIÓN/INTEMPERISMO.....	114
2.7.4.1	GSI-METEORIZACIÓN .....	115
2.7.4.2	GSI-ALTERACIÓN .....	117
<b>2.8</b>	<b>COMPARACIÓN DE VALORES DE GSI OBTENIDOS CON DIVERSOS ENFOQUES .....</b>	<b>119</b>
2.8.1	REVISIÓN DE ESTUDIOS PREVIOS .....	119
2.8.1.1	HOEK ET AL. (2013).....	119
2.8.1.2	WING Y WONG (2018).....	120
2.8.1.3	BERTUZZI ET AL. (2016).....	121
2.8.1.4	WINN (2019).....	122
2.8.1.5	VÁSÁRHELYI ET AL. (2016) .....	123
<b>CAPÍTULO III. MARCO CONCEPTUAL: FORMULACIÓN NUMÉRICA DE MODELOS CON REDES DE FRACTURAS .....</b>		<b>125</b>
3.1	GENERALIDADES.....	125
3.2	EL MÉTODO J-MEF.....	125
3.2.1	FORMULACIÓN DEL MÉTODO J-MEF.....	126
3.3	EL MÉTODO X-MEF.....	129
3.4	EL MÉTODO DE ELEMENTOS DISCRETOS .....	131
3.5	DIFERENCIAS ENTRE LOS ENFOQUES J-MEF Y MED .....	131
3.6	RESUMEN DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN MACIZOS ROCOSOS .....	132
3.7	PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO NUMÉRICO DEL FACTOR DE SEGURIDAD SRF .....	133
3.7.1	SECUENCIA DE CÁLCULO DEL SRF.....	134
3.7.2	SSR CON EL CRITERIO DE MOHR - COULOMB.....	134
3.7.3	SSR CON EL CRITERIO DE HOEK - BROWN.....	135
<b>CAPÍTULO IV. MARCO METODOLÓGICO: PROCEDIMIENTO PARA OBTENER EL GSI ESCALADO (GSI<sub>e</sub>).....</b>		<b>138</b>
4.1	GENERALIDADES.....	138
4.2	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROCEDIMIENTO.....	138
<b>CAPÍTULO V. CUERPO DE LA INVESTIGACIÓN: DEFINICIÓN DE LOS CASOS DE ANÁLISIS .....</b>		<b>147</b>
5.1	GENERALIDADES.....	147
5.2	PARÁMETROS QUE INTERVIENEN EN EL MODELO NUMÉRICO .....	147
5.2.1	GEOMETRIA DEL TALUD DE PRUEBA .....	149
5.2.2	NÚMERO DE FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES .....	150

5.2.3	REDES DE FRACTURAS .....	150
5.2.4	RESISTENCIA DE LA ROCA INTACTA Y PARÁMETRO $m_i$ .....	152
5.2.5	CONDICIÓN DE LAS FRACTURAS .....	154
5.2.6	RIGIDEZ DE LAS DISCONTINUIDADES .....	157
5.2.7	PERSISTENCIA.....	158
5.2.8	ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO (“BLOCKINESS”).....	161
5.2.9	PARÁMETROS RESIDUALES.....	163
5.2.10	DILATANCIA .....	164
5.2.11	OTROS FACTORES .....	165
<b>5.3</b>	<b>RELACIÓN DE LOS CASOS ANALIZADOS.....</b>	<b>165</b>
<b>5.4</b>	<b>SELECCIÓN DE LA FORMULACIÓN PARA EL CÁLCULO DEL <math>GSI_0</math>.....</b>	<b>167</b>
5.4.1	MACIZO ROCOSO 1 .....	167
5.4.2	MACIZO ROCOSO 2.....	168
5.4.3	MACIZO ROCOSO 3 .....	168
5.4.4	MACIZO ROCOSO 4.....	169
5.4.5	RESUMEN DE LAS RELACIONES $GSI-RMR'$ .....	171
5.4.6	CÁLCULO CUALITATIVO (VISUAL) DEL $GSI_0$ .....	173
5.4.7	CÁLCULO CUANTITATIVO DEL $GSI$ .....	177
5.4.8	DISCUSIÓN .....	178
<b>CAPÍTULO VI. CUERPO DE LA INVESTIGACIÓN: RESULTADOS OBTENIDOS Y PROPUESTA DE FORMULACIÓN PARA EL ÍNDICE <math>GSI</math> ESCALADO (<math>GSI_E</math>).....</b>		<b>183</b>
6.1	RESULTADOS OBTENIDOS.....	183
6.2	FORMULACIÓN PROPUESTA .....	187
<b>CAPÍTULO VII. CUERPO DE LA INVESTIGACIÓN: APLICACIÓN Y VALIDACIÓN DE LA FORMULACIÓN PROPUESTA.....</b>		<b>192</b>
7.1	GENERALIDADES.....	192
7.2	DESCRIPCIÓN DE LOS CASOS DE APLICACIÓN.....	192
7.2.1	CASO 1: ROTURA DE TALUD CON CARGA EXTERNA (MINA ESKIHISAR) .....	192
7.2.2	CASO 2: ROTURA DE UN TALUD DE BARITA (MINA BASKOYAK) .....	193
7.2.3	CASO 3: ROTURA DE TALUD EN EL TAJO ABIERTO KISKADERE.....	195
7.2.4	CASO 4: ROTURA DE TALUD CAYELI - KATAMPASA .....	196
7.2.5	CASO 5: ESTABILIDAD DE TALUDES NATURALES DE CALIZA (ANCASH-PERÚ) .....	199
<b>7.3</b>	<b>CÁLCULO DEL <math>GSI_E</math> PARA LOS CASOS ANALIZADOS .....</b>	<b>201</b>
7.3.1	CASO 1: MINA ESKIHISAR.....	201
7.3.2	CASO 2: MINA BASKOYAK .....	202
7.3.3	CASO 3: MINA KISKADERE.....	204

7.3.4	CASO 4: TALUD CAYELI - KATAMPASA.....	206
7.3.5	CASO 5: TALUDES NATURALES DE CALIZA .....	208
7.3.5.1	SECCIÓN 1-1 .....	208
7.3.5.2	SECCIÓN 2-2 .....	211
7.3.5.3	SECCIÓN 3-3 .....	213
<b>CAPÍTULO VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>		<b>219</b>
8.1	<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>219</b>
8.2	<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>221</b>
8.3	<b>FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....</b>	<b>221</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>		<b>222</b>
<b>ANEXOS.....</b>		<b>239</b>



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1: Resultados esperados .....	14
Tabla 2-1: Relaciones de escala obtenidas con datos de laboratorio y pruebas <i>in-situ</i> ..	30
Tabla 2-2: Relaciones de escala obtenidas en función de la resistencia a la compresión uniaxial y de las clasificaciones geomecánicas (modificado de Zhang, 2009) .....	31
Tabla 2-3: Relaciones de escala obtenidas para el estudio de la resistencia de pilares en roca (modificado de Yrarrazaval, 2013).....	32
Tabla 2-4: Relaciones de escala obtenidas en función de la relación entre el espaciamiento entre fracturas y las dimensiones del macizo rocoso evaluado .....	33
Tabla 2-5: Términos descriptivos correspondientes al tamaño de bloque y a los intervalos de $J_v$ sugeridos por la ISRM (Brown, 1981) (traducido de Sonmez y Ulusay, 1999) ....	66
Tabla 2-6: Comparación entre las descripciones del GSI en las versiones de 1999 y 2002 según Sonmez y Ulusay.....	68
Tabla 2-7: Valoración para el parámetro $J_w$ – ondulación (Palmstrøm, 1995; Cai <i>et al.</i> , 2004).....	71
Tabla 2-8: Valoración para el parámetro $J_s$ – rugosidad (Palmstrøm, 1995; Cai <i>et al.</i> , 2004).....	71
Tabla 2-9: Valoración para el parámetro $J_A$ – alteración (Palmstrøm, 1995; Cai <i>et al.</i> , 2004).....	71
Tabla 2-10: Factores de corrección de GSI por efecto de direccionalidad (traducido de Baczynski, 2019) .....	81
Tabla 2-11: Cuantificación de la textura de la roca (traducido de Lin <i>et al.</i> , 2014).....	85
Tabla 2-12: Valores de permeabilidad asociado a los resultados de los ensayos Lugeon (traducido de Kayabasi, 2017).....	101
Tabla 2-13: Resumen de los parámetros de cálculo del GSI – línea de desarrollo original .....	105
Tabla 2-14 Resumen de los parámetros de cálculo del GSI – línea de desarrollo complementaria .....	106
Tabla 2-15: Resumen de los parámetros de cálculo del GSI – línea de aplicaciones específicas.....	107
Tabla 3-1: Resumen de los diferentes enfoques para el análisis de macizos rocosos (modificado de Stead <i>et al.</i> , 2006; Graselli <i>et al.</i> , 2011 y Ulusay, 2018).....	132
Tabla 4-1: Combinaciones de los valores de RQD y $J_{Cond89}$ para $GSI_0=50$ .....	140
Tabla 5-1: Valores típicos de resistencia a la compresión simple (UCS) y $m_i$ para rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias (Marinos y Carter, 2018) .....	152
Tabla 5-2: Rangos de parámetros de resistencia en función de la condición de las fracturas .....	157
Tabla 5-3: Rigidez de las discontinuidades .....	158

Tabla 5-4: Descripción de la persistencia (ISRM, 1981).....	159
Tabla 5-5: Parámetros de resistencia al corte de fracturas $JRC_n$ y $JCS_n$ en función de la longitud de juntas.....	160
Tabla 5-6: Resumen de las variables consideradas en los análisis .....	166
Tabla 5-7: $RMR_b$ y $RMR'$ de los macizos rocosos evaluados .....	170
Tabla 5-8: Correlaciones entre GSI y $RMR'$ .....	171
Tabla 5-9: Compilación de ecuaciones de correlación entre GSI y $RMR'$ de acuerdo con la formulación $GSI = aRMR' + b$ (modificado de Somodi <i>et al.</i> , 2021).....	172
Tabla 5-10: Parámetros estadísticos de los datos obtenidos de la encuesta.....	175
Tabla 5-11: Parámetros estadísticos – GSI cualitativo .....	177
Tabla 5-12: Valores de GSI calculados con enfoques cuantitativos.....	178
Tabla 5-13: Comparación de resultados – enfoques cualitativos y cuantitativos.....	179
Tabla 6-1: Valoración por la altura del talud $H - m_0$ .....	188
Tabla 6-2: Valoración por características de la roca intacta – $m_1$ .....	188
Tabla 6-3: Valoración por características de la continuidad – $m_2$ .....	189
Tabla 6-4: Valoración por direccionalidad – $m_3$ .....	190
Tabla 6-5: Valoración por condición de discontinuidades – $m_4$ .....	191
Tabla 7-1: Resumen de los casos de análisis .....	198
Tabla 7-2: Resumen de resultados .....	217

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1: Proceso de caracterización/clasificación geomecánica del macizo rocoso (modificado de Yang <i>et al.</i> , 2021).....	1
Figura 1-2: Efectos de escala en la caracterización del macizo rocoso (modificado de Elmo y Stead, 2016) .....	3
Figura 1-3: Visualización de un sistema general de fracturas (Esmaili <i>et al.</i> , 2010).....	4
Figura 1-4: Macizos rocosos sintéticos generados con PFC3D (Esmaili <i>et al.</i> , 2010)...	4
Figura 1-5: Ejemplo de evaluación geomecánica del macizo rocoso por medio de estaciones geomecánicas en los bancos de un tajo abierto .....	5
Figura 1-6: Ejemplo de rotura estructuralmente controlada (cuña) en los bancos de un tajo abierto (Hoek, 2009).....	6
Figura 1-7: Rotura rotacional en un talud global de un tajo abierto (Rabus <i>et al.</i> , 2009).	6
Figura 1-8: Macizo rocoso con la misma red de fracturas visto en diferentes escalas .....	7
Figura 1-9: Reducción del índice GSI representado en el ábaco de Hoek <i>et al.</i> (2013)...	9
Figura 1-10: Árbol de problemas.....	10
Figura 1-11: Variables representativas del macizo rocoso .....	13
Figura 2-1: Ábaco básico para el cálculo del índice GSI (Hoek y Marinos, 2000).....	18
Figura 2-2: Escalamiento de la envolvente de rotura de Hoek-Brown desde la roca intacta hacia el macizo rocoso (Eberhardt, 2012) .....	20
Figura 2-3: Bloques de roca muy duros e intertrabados de andesita y granodiorita en la mina Bougainville (Papua Nueva Guinea), para los cuales fue desarrollado el criterio de rotura original de Hoek-Brown (Hoek y Brown, 1980) .....	21
Figura 2-4: Macizo rocoso con GSI=85 (Hoek y Brown, 2019) .....	22
Figura 2-5: Macizo rocoso con GSI=65 (Hoek y Brown, 2019) .....	22
Figura 2-6: Macizo rocoso con GSI=45 (Hoek y Brown, 2019) .....	23
Figura 2-7: Macizo rocoso con GSI=30 (Hoek y Brown, 2019) .....	24
Figura 2-8: Macizo rocoso con GSI=15 (Hoek y Brown, 2019) .....	24
Figura 2-9: Condiciones de aplicación del criterio de rotura de Hoek-Brown (Hoek y Brown, 2018).....	26
Figura 2-10: (a) Cara de un túnel cuadrado de 10 m de <i>span</i> en un macizo rocoso con espaciado promedio entre fracturas de 0.5 m, en el que quedan expuestos 400 bloques de roca, (b) Cara de un túnel circular de 10 m de diámetro en el que quedan expuestos 315 bloques de roca. En ambos casos es aplicable el sistema GSI.....	26
Figura 2-11: (a) Cara de un túnel cuadrado de 10 m de <i>span</i> en un macizo rocoso con espaciado promedio entre fracturas de 2.0 m, en el que quedan expuestos menos de 25 bloques de roca, (b) Cara de un túnel circular de 10 m de diámetro en el que quedan expuestos menos de 20 bloques de roca. En ambos casos no es aplicable el sistema GSI .....	27

Figura 2-12: Talud de 100 m de altura en un macizo rocoso con espaciado entre fracturas de 3 m (a) Vista transversal (b) Vista frontal, considerando 100 m de longitud del talud. La cantidad de bloques expuestos es aproximadamente de 1000. En este caso es aplicable el sistema GSI .....	27
Figura 2-13: Talud de 15 m de altura en un macizo rocoso con espaciado entre fracturas de 3 m (a) Vista transversal (b) Vista frontal, considerando 15 m de longitud del talud. La cantidad de bloques expuestos es aproximadamente de 25. En este caso no es aplicable el sistema GSI .....	28
Figura 2-14: Ejemplos de diferentes escalas de análisis del macizo rocoso. (a) En el primer caso la estabilidad del banco está controlada por la intersección de las estructuras del macizo rocoso, mientras que en el segundo caso (b) el talud global puede ser caracterizado de acuerdo con el criterio de Hoek-Brown (Marinos y Carter, 2018)	28
Figura 2-15: (a) Talud de 10 m de altura, (b) Talud de 60 m de altura, (c) Talud de 90 m de altura (Hammah <i>et al.</i> , 2009) .....	29
Figura 2-16: Ábaco para el cálculo del factor de escala $s_f$ en función de la dimensión de ingeniería, la cual es definida para el caso de taludes, túneles y cimentaciones (Sonmez <i>et al.</i> , 2021).....	35
Figura 2-17: Generación del macizo rocoso sintético a partir de las propiedades de la roca intacta y del sistema de fracturamiento (Pierce <i>et al.</i> , 2009).....	36
Figura 2-18: Bloques individuales formando un modelo bidimensional de Macizo Rocosos Sintético (Pierce <i>et al.</i> , 2009) .....	36
Figura 2-19: Resumen - línea de desarrollo original del índice GSI .....	38
Figura 2-20: Resumen - línea de desarrollo complementaria del índice GSI.....	39
Figura 2-21: Resumen - línea de aplicaciones específicas del índice GSI .....	40
Figura 2-22: Relación de los índices RMR y Q con $m/m_i$ y $s$ para la andesita de Panguna (Hoek y Brown, 1980).....	42
Figura 2-23: Valores recomendados de $m$ y $s$ en función de las clasificaciones geomecánicas (Hoek y Brown, 1983).....	44
Figura 2-24: Valores recomendados de $m$ y $s$ para macizos rocosos disturbados y no disturbados en función de las clasificaciones geomecánicas (Hoek y Brown, 1988).....	47
Figura 2-25: Valores de “ $m_b/m_i$ ” y “ $a$ ” en función de la estructura del macizo rocoso y de la condición de las discontinuidades (Hoek <i>et al.</i> , 1992) .....	49
Figura 2-26: Definición del índice GSI en función de la estructura del macizo rocoso y de la condición de las discontinuidades (Hoek, (1994), Hoek <i>et al.</i> (1995)) .....	51
Figura 2-27: Ábaco para el cálculo del índice GSI en función de la estructura del macizo rocoso y de la condición de las discontinuidades (Hoek y Brown, 1997).....	52
Figura 2-28: Generalización del Índice GSI considerando una nueva clasificación correspondiente a roca laminada / foliada / cizallada para rocas foliadas muy débiles (Hoek <i>et al.</i> , 1998).....	54
Figura 2-29: Generalización del índice GSI considerando una nueva estructura de roca laminada / foliada / cizallada para rocas foliadas muy débiles (Hoek y Marinos, 2000)55	

Figura 2-30: Cálculo del índice GSI para macizos rocosos estratificados heterogéneos (Marinos y Hoek, 2000).....	56
Figura 2-31: Ábaco GSI para macizos rocosos fracturados (Hoek y Karzulovic, 2000).....	58
Figura 2-32: Modificación del Índice GSI para molasas confinadas, aplicable principalmente a túneles (Hoek <i>et al.</i> , 2005).....	60
Figura 2-33: Modificación del Índice GSI para caracterizar molasas no confinadas, aplicable principalmente a excavaciones superficiales y taludes (Hoek <i>et al.</i> , 2005)....	61
Figura 2-34: Índice GSI para macizos rocosos heterogéneos (Marinos, 2007).....	62
Figura 2-35: Cuantificación del GSI en función de JCond <sub>89</sub> y el RQD (Hoek <i>et al.</i> , 2013) .....	63
Figura 2-36: Cuantificación del GSI en función del SR y el SCR (Sonmez y Ulusay, 1999) .....	67
Figura 2-37: Cuantificación del GSI en función del SR y el SCR (Sonmez y Ulusay, 2002) .....	69
Figura 2-38: Bloque delimitado por tres sistemas de fracturas (Cai <i>et al.</i> , 2004) .....	70
Figura 2-39: Cuantificación del GSI en función de V <sub>b</sub> y J <sub>C</sub> (Cai <i>et al.</i> , 2004) .....	72
Figura 2-40: Cuantificación del GSI en función de V <sub>b</sub> y j <sub>C</sub> (Russo, 2009) .....	74
Figura 2-41: Ejemplos de macizos rocosos con estructura intrabloque, donde es aplicable el CGSI (Day <i>et al.</i> , 2019).....	76
Figura 2-42: Ábaco para el cálculo del GSI compuesto CGSI (Day <i>et al.</i> , 2019).....	77
Figura 2-43: Ejemplos de roca primaria del yacimiento Los Sulfatos, en los que se aplicó con éxito el sistema IGSI (Russo <i>et al.</i> , 2020) .....	78
Figura 2-44: Ábaco para el cálculo del índice IGSI en macizos rocosos primarios con <i>stockworks</i> (Russo <i>et al.</i> , 2020).....	79
Figura 2-45: Ejemplos de varios tipos de rotura del tipo <i>step-path</i> (Baczynski, 2020) .....	80
Figura 2-46: Rotura del macizo rocoso a través de las fracturas co-alineadas (Baczynski, 2020).....	80
Figura 2-47: Ábaco para el cálculo del índice V-GSI (Schlofteld y Carter, 2018) .....	83
Figura 2-48: Cálculo de GSI en sondeos en roca granito (Lin <i>et al.</i> , 2014).....	86
Figura 2-49: Cálculo de GSI en sondeos en roca gneis (Shang <i>et al.</i> , 2011) .....	87
Figura 2-50: Sistema GSI en rocas metamórficas (Truzman, 2007) .....	88
Figura 2-51: Propuesta de ábaco GSI para evaluar la excavabilidad del macizo rocoso con IS <sub>50</sub> menor que 3 MPa (Tsiambaos y Saroglou, 2009).....	92
Figura 2-52: Propuesta de ábaco GSI para evaluar la excavabilidad del macizo rocoso con IS <sub>50</sub> mayor que 3 MPa (Tsiambaos y Saroglou, 2009) .....	93
Figura 2-53: Ábaco para el cálculo de GSI en rocas carbonatadas (traducido de Spago y Jovanovski, 2019).....	94
Figura 2-54: Dolomitas estratificadas con espesores de 0.20 m a 0.50 m, con un GSI de entre 55 y 60 (Spago y Jovanovski, 2019).....	95

Figura 2-55: Estimación del estado de karstificación del macizo rocoso en función del índice GSI y de la porosidad (modificado de Spago y Jovanovski, 2019).....	96
Figura 2-56: Degradación del volumen de bloque y de la condición de juntas, desde la condición pico a la condición residual (Cai <i>et al.</i> , 2007) .....	97
Figura 2-57: Ilustración del volumen de bloque residual en el caso de un macizo rocoso intacto, moderadamente fracturado y muy fracturado. El volumen de bloque residual en la “banda de corte” es similar en los tres casos (Cai <i>et al.</i> , 2007).....	98
Figura 2-58: Abaco para estimar la permeabilidad del macizo rocoso en función del índice GSI (modificado de Kayabasi, 2017) .....	100
Figura 2-59: Aplicaciones del sistema GSI en minas subterráneas peruanas. (a) Ábaco original propuesto por Hoek y Brown (1997), (b) GSI modificado propuesto por Vallejo (2002) para su aplicación en minas subterráneas en Perú (Mejía y Chacón, 2019)	102
Figura 2-60: Sistemas de sostenimiento en minería subterránea propuesta por Vallejo (2002). (a) Diseño empírico del sostenimiento usando el índice Q (Barton et al., 1974). (b) Modificación del diseño empírico de sostenimiento incluyendo el sistema GSI y los tipos de soporte utilizados en la práctica de la minería subterránea peruana (Mejía y Chacón, 2019).....	103
Figura 2-61: Algunos ejemplos de tablas geomecánicas utilizadas en algunas minas subterráneas en Perú. Actualmente, muchas de las minas subterráneas han adoptado el uso del sistema GSI en sus operaciones (Mejía y Chacón, 2019) .....	104
Figura 2-62: Comparación entre los valores del RQD medidos en diferentes direcciones (Palmstrom, 2005) .....	108
Figura 2-63: Relación entre el RQD y la frecuencia de las discontinuidades $\lambda$ ( Priest y Hudson, 1976) .....	109
Figura 2-64: Funciones de RQD (modificado de Jordá <i>et al.</i> , 2016) .....	110
Figura 2-65: Correlaciones para el cálculo del volumen de bloque (Palmstrøm, 2005) .....	111
Figura 2-66: Macizo rocoso y su estereograma de densidades de las discontinuidades existentes (Riquelme <i>et al.</i> , 2014) .....	112
Figura 2-67: Representación de las familias de discontinuidades del macizo rocoso, para lo cual se ha utilizado el programa <i>Discontinuity Set Extraction</i> (DSE) (Riquelme <i>et al.</i> , 2014).....	113
Figura 2-68: Ejemplo explicativo de como el tectonismo afecta al GSI. Movimientos hacia las categorías inferiores de la estructura en la parte izquierda del ábaco corresponden a un material frágil; mientras que en la parte derecha se presenta un material más dúctil, por ejemplo, esquisto, lutita o limolita débil (Marinos y Hoek, 2018)	114
Figura 2-69: GSI y el cambio de la resistencia a la compresión en función del grado de meteorización (W-I a W-VI). Los grados de meteorización han sido definidos de acuerdo con lo sugerido por la ISRM (1981) (Marinos y Carter, 2018).....	116
Figura 2-70: Ejemplo indicativo de como el intemperismo (W-I, W-V) afecta los valores del GSI (Marinos y Carter, 2018).....	117
Figura 2-71: Ejemplo indicativo de como la alteración afecta los valores del GSI (Marinos y Carter, 2018).....	118

Figura 2-72: Comparación entre los resultados del índice GSI obtenidos visualmente y los obtenidos con la formulación de Hoek <i>et al.</i> (2013) (modificado de Hoek <i>et al.</i> , 2013) .....	120
Figura 2-73: Comparación de resultados del índice GSI obtenido en campo (Hoek <i>et al.</i> , 1995) y con las formulaciones propuestas por Hoek <i>et al.</i> (2013), Cai <i>et al.</i> (2004), Sonmez y Ulusay (1999) y Russo (2009) (modificado de Winn y Wong, 2018) .....	121
Figura 2-74: Comparación de resultados entre el índice GSI obtenido en campo (Hoek <i>et al.</i> , 1995) y los obtenidos con las formulaciones propuestas por Hoek <i>et al.</i> (2013) (modificado de Bertuzzi <i>et al.</i> , 2016) .....	122
Figura 2-75: Comparación de resultados del índice GSI obtenido en campo (Hoek y Marinos, 2000) y los obtenidos con las formulaciones propuestas por Hoek (1995), Hoek <i>et al.</i> (2013) y Barton (1995) (modificado de Winn, 2019).....	123
Figura 2-76: Valores del índice GSI calculados a lo largo de la sección longitudinal de un túnel (Vásárhelyi <i>et al.</i> , 2016) .....	124
Figura 3-1: Ejemplo de aplicación del método J-MEF en el estudio de estabilidad de taludes (Hammah <i>et al.</i> , 2009).....	126
Figura 3-2: Geometría y topología con cuatro nodos y ocho grados de libertad (Goodman <i>et al.</i> , 1968).....	127
Figura 3-3: Comparación de las discretizaciones realizadas con los métodos J-MEF y X-MEF (Moallemi <i>et al.</i> , 2019).....	129
Figura 3-4: Enriquecimiento de los nodos debido a la intersección de la malla de elementos finitos con los planos que representan a las discontinuidades del macizo rocoso (Moallemi <i>et al.</i> , 2019).....	130
Figura 3-5: Superficies de rotura definidas por los contornos de máximas deformaciones por tensiones de corte. (a) Análisis con X-MEF, (b) Análisis con J-MEF (Moallemi <i>et al.</i> , 2019).....	130
Figura 3-6: Esquema del análisis con el MED de la rotura de un talud (Stead <i>et al.</i> , 2006) .....	131
Figura 3-7: Envolvente de rotura generalizada de Hoek-Brown, y la curva resultante cuando la envolvente es reducida por un factor F (Hammah <i>et al.</i> , 2007) .....	136
Figura 4-1: Diferentes combinaciones estructura – condición de discontinuidades para $GSI_0=50$ .....	139
Figura 4-2: Ejemplo de geometría del talud y red de fracturamiento .....	141
Figura 4-3: Vista de la red de fracturamiento del macizo rocoso (acercamiento).....	141
Figura 4-4: Ejemplo de resultado del análisis de estabilidad (SRF) con redes de fracturas (contornos de desplazamientos totales) .....	142
Figura 4-5: Análisis de estabilidad considerando talud homogéneo ( $GSI_0=50$ ).....	143
Figura 4-6: Comparación de los dos enfoques de análisis considerados .....	144
Figura 4-7: Análisis de estabilidad considerando talud homogéneo – equilibrio límite ( $GSI_e=39$ ).....	144
Figura 4-8: Análisis considerando talud homogéneo – elementos finitos ( $GSI_e=39$ ) .	145

Figura 4-9: Representación de la reducción del índice GSI en el ejemplo analizado ..	146
Figura 5-1: Parámetros de caracterización del macizo rocoso (Wyllie, 1999).....	148
Figura 5-2: Variables representativas del macizo rocoso en el modelamiento realizado en esta tesis.....	148
Figura 5-3: Influencia de la relación H/e en la forma de la superficie de rotura de un talud de 60 m de altura. En el primer caso el espaciamiento es de 3 m, y en el segundo caso el espaciamiento es de 1.25 m (Hammah <i>et al.</i> , 2008).....	149
Figura 5-4: Talud de prueba para realizar los modelamientos (altura variable).....	150
Figura 5-5: Redes de fracturas analizadas .....	151
Figura 5-6: Rangos típicos de GSI para macizos rocosos, junto con los valores característicos de UCS y $m_i$ (Marinos y Carter, 2018).....	154
Figura 5-7: Rangos de parámetros de resistencia del criterio de Barton y Choubey en función de la condición de las fracturas (Pitts y Diederich, 2011).....	156
Figura 5-8: Envolturas de resistencia promedio para las distintas condiciones de fracturas – Criterio de Barton y Choubey (1977) .....	157
Figura 5-9: Categorías de la estructura del macizo rocoso y espaciamiento asociado (Pitts y Diederich, 2011).....	162
Figura 5-10: Relación entre el RQD y el espaciado de discontinuidades (Bieniawski, 1989).....	162
Figura 6-1: Resultados de todos los casos analizados .....	183
Figura 6-2: Resultados obtenidos – condición de fracturas: muy buena. La línea de tendencia roja indica los resultados en los que no se incluyó al sistema de fracturas F1, y la línea de tendencia verde indica los resultados en los que si se incluyó el sistema de fracturas F1 .....	184
Figura 6-3: Resultados obtenidos – condición de fracturas: buena. La línea de tendencia roja indica los resultados en los que no se incluyó al sistema de fracturas F1, y la línea de tendencia verde indica los resultados en los que si se incluyó el sistema de fracturas F1. ....	185
Figura 6-4: Resultados obtenidos – condición de fracturas: regular. La línea de tendencia roja indica los resultados en los que no se incluyó al sistema de fracturas F1, y la línea de tendencia verde indica los resultados en los que si se incluyó el sistema de fracturas F1. ....	185
Figura 6-5: Resultados obtenidos – condición de fracturas: mala. La línea de tendencia roja indica los resultados en los que no se incluyó al sistema de fracturas F1, y la línea de tendencia verde indica los resultados en los que si se incluyó el sistema de fracturas F1. ....	186
Figura 6-6: Resultados obtenidos – condición de fracturas: muy mala. La línea de tendencia roja indica los resultados en los que no se incluyó al sistema de fracturas F1, y la línea de tendencia verde indica los resultados en los que si se incluyó el sistema de fracturas F1 .....	186
Figura 6-7: Variación de la resistencia del macizo rocoso respecto al tamaño de la muestra o GSI equivalente (Schlotfeldt <i>et al.</i> , 2017).....	190

Figura 7-1: Deslizamiento en pared de la mina Eskihisar (Sonmez y Ulusay, 1999) ..	193
Figura 7-2: Vista del esquisto intensamente fracturado, se observan sistemas de discontinuidades estrechamente espaciadas y planos de esquistosidad (Sonmez y Ulusay, 1999).....	194
Figura 7-3: Geometría del talud antes y después de la rotura, se observa la superficie de deslizamiento circular en el esquisto intensamente fracturado (Sonmez y Ulusay, 1999) .....	194
Figura 7-4: Rotura del talud en el tajo abierto Kiskadere (Sonmez y Ulusay, 1999)	195
Figura 7-5: Sección transversal que ilustra la geometría del talud antes y después de la rotura, además de la orientación de la estratificación (Sonmez y Ulusay, 1999)	196
Figura 7-6: Vista general del talud Cayeli - Katampasa (Dinc <i>et al.</i> , 2011) .....	196
Figura 7-7: Geometría del talud Cayeli – Katampasa antes y después de la rotura (Dinc <i>et al.</i> , 2011).....	197
Figura 7-8: Vista referencial del macizo rocoso del caso 5 .....	199
Figura 7-9: Vista de ubicación de las secciones de análisis .....	200
Figura 7-10: Vista del talud de la sección 1-1 .....	200
Figura 7-11: Vista del talud de las secciones 2-2 y 3-3 .....	200
Figura 7-12: Evaluación de la estabilidad del talud de la mina Eskihisar por equilibrio límite.....	201
Figura 7-13: Evaluación de la estabilidad del talud de la mina Baskoyak por equilibrio límite (GSI <sub>0</sub> =16, FS=1.04).....	203
Figura 7-14: Evaluación de la estabilidad del talud de la mina Baskoyak por equilibrio límite (GSI <sub>e</sub> =15, FS=1.00).....	203
Figura 7-15: Evaluación de la estabilidad del talud de la mina Kiskadere por equilibrio límite (GSI <sub>0</sub> =37, FS=1.38).....	204
Figura 7-16: Evaluación de la estabilidad del talud de la mina Kiskadere por equilibrio límite (GSI <sub>e</sub> =27, FS=1.00).....	205
Figura 7-17: Evaluación de la estabilidad del talud de la mina Kiskadere por equilibrio límite (GSI <sub>0</sub> =38, FS=1.69).....	206
Figura 7-18: Evaluación de la estabilidad del talud de la mina Kiskadere por equilibrio límite (GSI <sub>e</sub> =25, FS=1.03).....	207
Figura 7-19: Contornos de desplazamientos totales, Sección 1-1, SRF = 2.19.....	208
Figura 7-20: Evaluación de la estabilidad de la sección 1-1 por equilibrio límite (GSI <sub>0</sub> =58, FS=2.83) .....	209
Figura 7-21: Evaluación de la estabilidad del talud de la mina Kiskadere por equilibrio límite (GSI <sub>e</sub> =35, FS=2.20).....	210
Figura 7-22: Contornos de desplazamientos totales, Sección 2-2, SRF = 2.40.....	211
Figura 7-23: Evaluación de la estabilidad de la sección 2-2 por equilibrio límite (GSI <sub>0</sub> =58, FS=3.09) .....	212

Figura 7-24: Evaluación de la estabilidad de la sección 2-2 por equilibrio límite ( $GSI_e=35$ , $FS=2.41$ ) .....	212
Figura 7-25: Contornos de desplazamientos totales, Sección 3-3, $SRF = 2.80$ .....	214
Figura 7-26: Evaluación de la estabilidad de la sección 3-3 por equilibrio límite ( $GSI_0=58$ , $FS=3.35$ ) .....	214
Figura 7-27: Evaluación de la estabilidad de la sección 3-3 por equilibrio límite ( $GSI_e=40$ , $FS=2.80$ ) .....	215
Figura 7-28: Representación gráfica de la reducción del GSI en función de la estructura del macizo rocoso y de la condición de juntas .....	218



## LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

<b><i>a</i></b>	: Constante que depende de las propiedades del macizo rocoso
<b><i>CGSI</i></b>	: Índice de Resistencia Geológica compuesto
<b><i>COV</i></b>	: Coeficiente de variación
<b><i>D</i></b>	: Factor de disturbancia del macizo rocoso por efectos de voladuras
<b><i>DFN</i></b>	: Discrete Fracture Network
<b><i>e</i></b>	: Espaciamiento entre discontinuidades
<b><i>E</i></b>	: Módulo de Young o Módulo de Elasticidad
<b><i>E<sub>i</sub></i></b>	: Módulo de Young de la roca intacta
<b><i>E<sub>m</sub></i></b>	: Módulo de Young del macizo rocoso
<b><i>EG</i></b>	: Estación geomecánica
<b><i>F</i></b>	: Factor de seguridad crítico
<b><i>F<sub>i</sub></i></b>	: Vector de esfuerzos
<b><i>G<sub>i</sub></i></b>	: Módulo de Corte de la roca intacta
<b><i>G<sub>m</sub></i></b>	: Módulo de Corte del macizo rocoso
<b><i>GSI</i></b>	: Índice de Resistencia Geológica
<b><i>GSI<sub>0</sub></i></b>	: Índice de Resistencia Geológica a nivel de afloramiento rocoso
<b><i>GSI<sub>e</sub></i></b>	: Índice de Resistencia Geológica escalado
<b><i>GSI<sub>res</sub></i></b>	: Índice de Resistencia Geológica residual
<b><i>H</i></b>	: Altura del talud en metros
<b><i>H<sub>sf</sub></i></b>	: Dimensión de ingeniería (Sonmez et al., 2021)
<b><i>ISRM</i></b>	: International Society for Rock Mechanics
<b><i>IGSI</i></b>	: Índice de Resistencia Geológica intrabloque
<b><i>JCS<sub>0</sub></i></b>	: Resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad para muestras de laboratorio de tamaño 10 cm
<b><i>JCS<sub>n</sub></i></b>	: Resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad para bloques de tamaño $l_n$
<b><i>JCond<sub>89</sub></i></b>	: Condición de las discontinuidades de acuerdo en el índice RMR <sub>89</sub>
<b><i>J-MEF</i></b>	: Método de elementos finitos con representación explícita de las discontinuidades

<b><math>JRC_0</math></b>	: Coeficiente de rugosidad de la discontinuidad para muestras de laboratorio de tamaño 10 cm
<b><math>JRC_n</math></b>	: Coeficiente de rugosidad de la discontinuidad para bloques de tamaño $l_n$
<b><math>J_a</math></b>	: Parámetro de alteración
<b><math>J_C, jC</math></b>	: Factor de estado de junta
<b><math>JP</math></b>	: Parámetro de discontinuidades
<b><math>J_v</math></b>	: Cantidad de fracturas por metro cubico de macizo rocoso
<b><math>J_s</math></b>	: Parámetro de rugosidad a pequeña escala
<b><math>J_w</math></b>	: Parámetro de ondulación a larga escala
<b><math>k</math></b>	: Factor de escala
<b><math>k_{calc}</math></b>	: Factor de escala calculado con la formulación propuesta
<b><math>k_{real}</math></b>	: Factor de escala calculado directamente
<b><math>K</math></b>	: Matriz de rigidez
<b><math>k_s</math></b>	: Rigidez tangencial de las discontinuidades
<b><math>k_n</math></b>	: Rigidez normal de las discontinuidades
<b><math>l_i</math></b>	: Longitud de fracturas acumulada del sistema “i”
<b><math>MED</math></b>	: Método de Elementos Discretos
<b><math>MEF</math></b>	: Método de Elementos Finitos
<b><math>m_b</math></b>	: Valor reducido de la constante del material $m_i$
<b><math>m_i</math></b>	: Parámetro de la roca intacta obtenido de ensayos triaxiales
<b><math>m_{res}</math></b>	: Parámetro $m$ residual
<b><math>m_0</math></b>	: Parámetro que depende de la altura del talud
<b><math>m_1</math></b>	: Parámetro que depende de las características de la roca intacta
<b><math>m_2</math></b>	: Parámetro que depende de la continuidad de las fracturas
<b><math>m_3</math></b>	: Parámetro que depende de la condición de las discontinuidades
<b><math>m_4</math></b>	: Parámetro que depende de la direccionalidad
<b><math>m_5</math></b>	: Parámetro que depende del $GSI_0$
<b><math>m_\psi</math></b>	: Parámetro que define la dilatación en Phase <sup>2</sup> .
<b><math>p_i</math></b>	: Persistencia o continuidad de las fracturas del sistema “i”
<b><math>Q</math></b>	: índice Q de Barton
<b><math>R</math></b>	: Dureza de la roca
<b><math>R_r</math></b>	: Valoración por rugosidad
<b><math>R_w</math></b>	: Valoración por alteración

$R_f$	: Valoración por relleno
$RMR$	: Rock Mass Rating
$RMR'$	: Rock Mass Rating en condiciones secas y sin corrección por orientación
$RQD$	: Rock Quality Designation
$s$	: Constante que depende de las propiedades del macizo rocoso
$s_{res}$	: Parámetro $s$ residual
$s_i$	: Espaciamiento entre fracturas del sistema “i”
$s_f$	: Factor de escala (Sonmez et al., 2021)
$SCR$	: Surface Condition Rating
$SR$	: Structure Rating
$SSR$	: Shear Strength Reduction
$SRF$	: Strength Reduction Factor
$UCS$	: Resistencia a la compresión simple de la roca matriz
$V_b$	: Volumen del bloque
$V-GSI$	: Índice de Resistencia Geológica volumétrico
$X-MEF$	: Método de elementos finitos extendido
$X_i$	: Vector desplazamiento
$\Pi$	: Función potencial
$\sigma_c, \sigma_{ci}$	: Resistencia a la compresión simple de la roca matriz
$\sigma_h$	: Tensión horizontal
$\sigma_n$	: Tensión normal
$\sigma_v$	: Tensión vertical
$\sigma_1'$	: Tensión efectiva principal mayor en el momento de la rotura
$\sigma_3'$	: Tensión efectiva principal menor en el momento de la rotura
$\tau$	: Resistencia al corte a lo largo de la superficie de deslizamiento
$\tau_f$	: Resistencia al corte movilizada en la superficie de deslizamiento
$\mu$	: Relación de Poisson
$\gamma_i$	: Ángulo entre dos sistemas de fracturas
$\psi$	: Dilatancia

# CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

## 1.1 DESCRIPCIÓN DEL TEMA

Uno de los aspectos más importantes y con mayor incertidumbre en el desarrollo de proyectos que involucren la mecánica de rocas, es el proceso de caracterización geomecánica del macizo rocoso; tanto las etapas de diseño, operación y cierre están influenciadas por el comportamiento del macizo rocoso, interpretado en términos de la resistencia de la matriz rocosa, las características de las discontinuidades (distribución, orientación, espaciamiento, continuidad, relleno y terminación), y aspectos externos, tales como el estado de tensiones *in-situ* o las condiciones hidrogeológicas. El proceso de caracterización geomecánica es presentado resumidamente en la Figura 1-1.

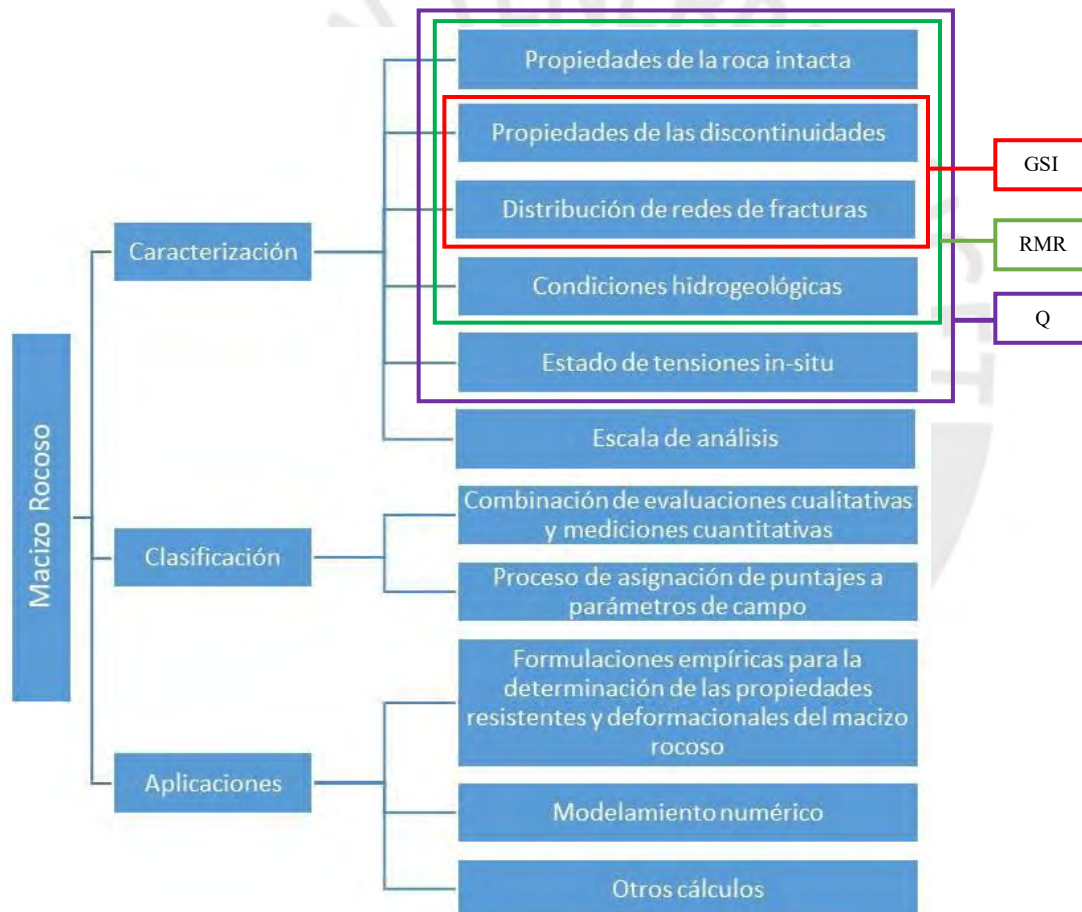


Figura 1-1: Proceso de caracterización/clasificación geomecánica del macizo rocoso (modificado de Yang *et al.*, 2021)

De acuerdo con Hoek (1999), resulta más conveniente si el macizo rocoso es descrito usando metodologías estándar y parámetros cuantitativos (puntajes) asociados a los parámetros del macizo rocoso incluidos en estas metodologías, esto debido a que *“los ingenieros se sienten más confiados al utilizar números”*. En este contexto, los sistemas de clasificación geomecánica del macizo rocoso constituyen un intento de “representar la

geología con números”. Entre los sistemas de clasificación geomecánica más utilizados se encuentran el RQD (Deere, 1963 y Deere *et al.*, 1967), el RMR (Bieniawski, 1973, 1976, 1989) y Q (Barton *et al.*, 1974).

En la Figura 1-1, se observa también que la caracterización geomecánica del macizo rocoso, involucra diversos parámetros, tales como las propiedades de la roca intacta, las propiedades de las discontinuidades, la distribución de las redes de fracturas (estructura), las condiciones hidrogeológicas, el estado de tensiones *in-situ* y los efectos de escala. Los cuales, en la etapa de clasificación, son asociados a determinados puntajes, e incorporados a los sistemas de clasificación geomecánica. Por ejemplo, se puede observar que el sistema GSI (Hoek, 1994; Hoek *et al.*, 1995) considera las propiedades de las discontinuidades y la distribución de redes de fracturas (“*blockiness*”); el índice RMR (Bieniawski, 1973, 1976, 1989) incluye además las condiciones hidrogeológicas, y finalmente el índice Q (Barton *et al.*, 1974) involucra el estado de tensiones *in-situ*. Se observa que ninguno de los enfoques mencionados toma en cuenta la escala de análisis.

Desde el punto de vista planteado en esta tesis, los problemas del estado de arte actual de los sistemas de clasificación geomecánica para estudiar el comportamiento del macizo rocoso son dos:

- Consideran en su formulación, parámetros que son definidos explícitamente en el modelo geológico - geotécnico de análisis, o en la definición del criterio de rotura utilizado,
- No tienen en cuenta la escala de análisis del problema.

Un ejemplo del primer inconveniente mencionado es evidente en el uso del índice RMR, el cual considera la resistencia a la compresión simple de la roca intacta, la cual ya se encuentra incluida en la formulación del criterio de rotura de Hoek-Brown; lo mismo sucede con el nivel freático, el cual tiene un puntaje definido en el índice RMR, pero además se incluye explícitamente en el modelo geotécnico. Respecto a los puntajes, se tienen puntajes asociados al índice RQD y al espaciamiento de las fracturas, siendo ambos parámetros indicadores del grado de fracturamiento del macizo rocoso, por lo que se estaría considerando un doble puntaje asociado a la estructura del macizo rocoso. De manera similar ocurre con el índice Q, el cual incluye en su definición el estado tensional, el cual se define explícitamente en el modelo de análisis (estado de tensiones *in-situ*).

En este sentido, una alternativa para solucionar este inconveniente es el uso del sistema GSI (Hoek, 1994; Hoek *et al.*, 1995), el cual es definido únicamente en función de la estructura y de la condición de las fracturas del macizo rocoso. El éxito de este sistema radica en su simplicidad, sin embargo, hay limitaciones que necesitan ser consideradas y serán explicadas en esta tesis. Si bien es cierto, con el uso del sistema GSI se soluciona de cierta manera el problema de la duplicidad de parámetros considerados en el sistema de clasificación y en el modelo geológico - geotécnico, su confiabilidad puede disminuir si no se tienen en cuenta los efectos de la escala asociados, debido a que el índice GSI es evaluado en un área que representa una pequeña parte del macizo rocoso en estudio, como por ejemplo una estación geomecánica.

Respecto al segundo inconveniente mencionado, en la Figura 1-2 se observa que, al incrementar la escala de análisis del talud, se considera una mayor cantidad de fracturas en el bloque representativo, lo que ocasiona que el índice GSI disminuya (al igual que los otros índices de calidad geomecánica). Dicha consideración a menudo no es tomada en

cuenta cuando se evalúa la estabilidad de taludes o excavaciones en una escala diferente respecto a la escala en que se ha realizado la caracterización geomecánica, por lo que erróneamente se suele representar todo el macizo rocoso con un valor de GSI definido a nivel de afloramiento rocoso.

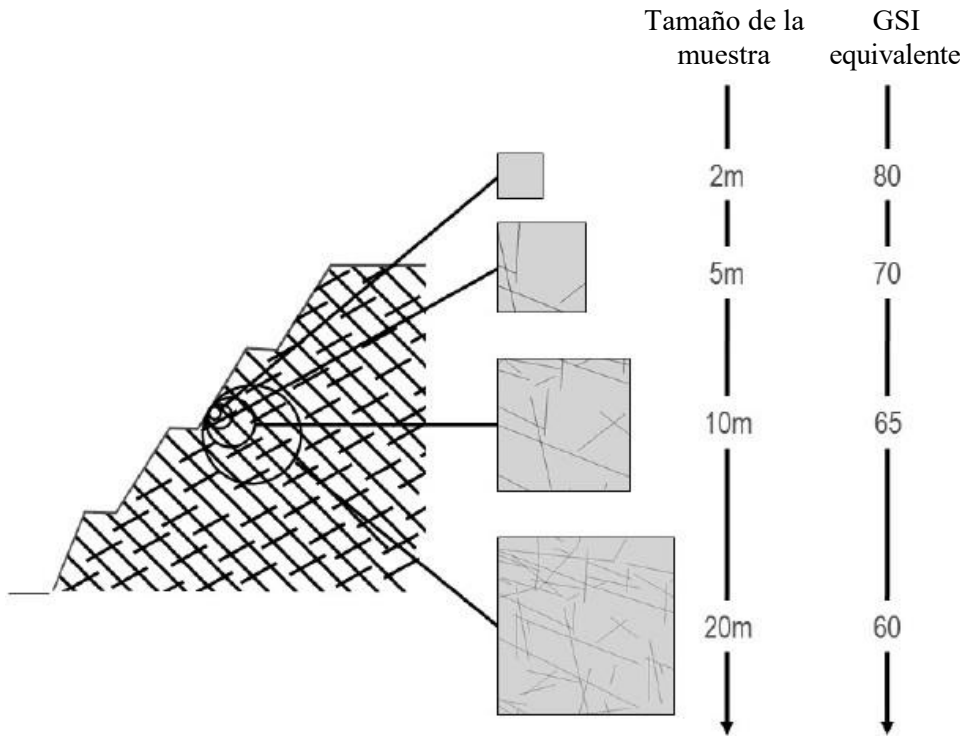


Figura 1-2: Efectos de escala en la caracterización del macizo rocoso (modificado de Elmo y Stead, 2016)

Una alternativa para disminuir la incertidumbre respecto a las clasificaciones geomecánicas y el efecto de escala, es el empleo de simulaciones numéricas que ofrecen la ventaja de generar macizos rocosos sintéticos “realísticos” representando las condiciones *in-situ*.

En este contexto, los modelos de redes de fracturas discretas (DFN) pueden ser usados para generar redes de planos que permitan representar explícitamente a las discontinuidades. Estos modelos consideran que el macizo rocoso está conformado por bloques individuales de roca intacta separados por discontinuidades, por lo que el comportamiento mecánico del macizo rocoso está representado por los criterios de rotura definidos individualmente para la roca intacta y para las discontinuidades. Adicionalmente, estructuras geológicas de mayor escala, como fallas y fracturas de más de 100 m de longitud, pueden ser representadas explícitamente en un modelo DFN. En la Figura 1-3 se presenta un ejemplo de un macizo rocoso representado por un sistema de redes de fracturas.

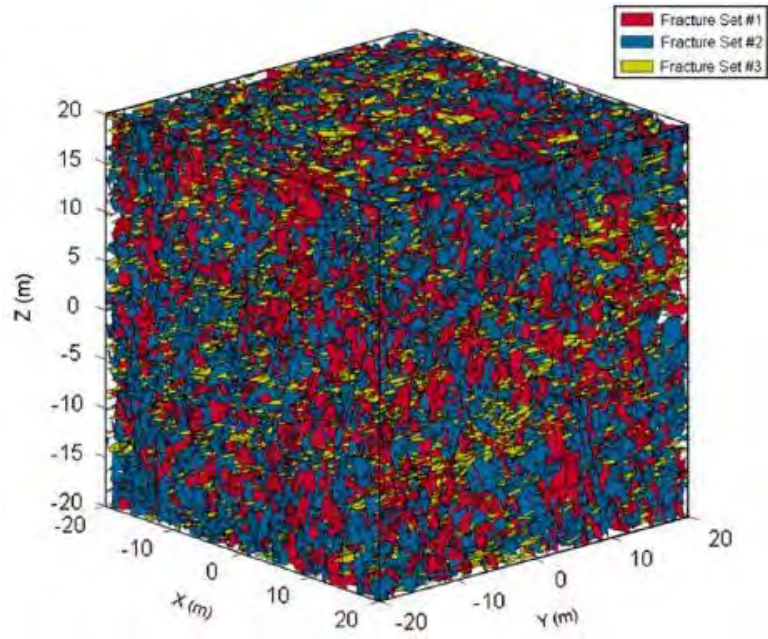


Figura 1-3: Visualización de un sistema general de fracturas (Esmaili *et al.*, 2010)

Es importante indicar que los DFN son modelos estocásticos, lo que significa que un número infinito de modelos diferentes pueden ser generados en base a datos estadísticos. Por lo tanto, los procesos de caracterización del macizo rocoso basados en el uso de DFN deben considerar múltiples escenarios de distribución de redes de fracturas (Esmaili *et al.*, 2010). En la Figura 1-4 se presenta un ejemplo de un macizo rocoso representado por un sistema de redes de fracturas en 3D y considerando la influencia de la escala de análisis. A mayor tamaño de la muestra en estudio, hay mayor cantidad de fracturas, y por lo tanto menor resistencia del macizo rocoso.

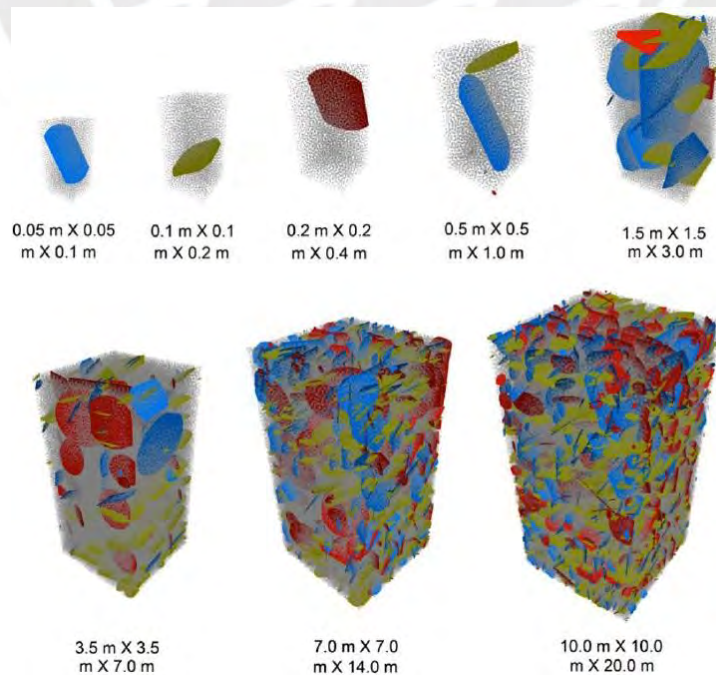


Figura 1-4: Macizos rocosos sintéticos generados con PFC3D (Esmaili *et al.*, 2010)

Los inconvenientes respecto a la implementación de este tipo de modelos radican en la dificultad de su aplicación en la práctica, ya que se requiere personal con el adecuado entrenamiento y experiencia, debido a que la construcción del modelo e interpretación de los resultados gráficos no es tan sencilla en comparación de la aplicación de los métodos de equilibrio límite o del método convencional de elementos finitos. Además, el tiempo de cómputo requerido para el análisis es considerablemente mayor respecto a los otros enfoques mencionados.

## 1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Se ha observado una cantidad considerable de análisis de estabilidad de taludes en macizos rocosos, ya sea utilizando el método de equilibrio límite o métodos numéricos, en los que se considera el índice GSI (Hoek, 1994; Hoek *et al.*, 1995) mapeado a nivel de afloramientos u obtenido de testigos de perforación como dato de entrada para definir la resistencia del macizo rocoso de acuerdo con el criterio de rotura de Hoek-Brown.

Por ejemplo, en la Figura 1-5 se presentan los taludes de un tajo abierto de aproximadamente 210 m de altura, en el cual se puede observar que a nivel de los bancos inferiores (de 30 m de altura) se ha caracterizado el macizo rocoso por medio de estaciones geomecánicas de líneas de detalle con fines de análisis de estabilidad de taludes, evaluando el índice RMR, RQD, GSI, etc.



Figura 1-5: Ejemplo de evaluación geomecánica del macizo rocoso por medio de estaciones geomecánicas en los bancos de un tajo abierto

Este procedimiento de caracterización no se considera adecuado cuando la escala del afloramiento rocoso mencionado y la escala del talud a analizar es significativamente diferente, esto ocurre por ejemplo si se desea evaluar la estabilidad de los taludes globales del tajo mostrado en la Figura 1-5, utilizando directamente los resultados de la caracterización geomecánica realizada a nivel de bancos.

En primer lugar, se debe comprender que la estabilidad del macizo rocoso a nivel de bancos está gobernada principalmente por la resistencia al corte de las discontinuidades, y la estabilidad de los taludes globales generalmente está condicionada por la resistencia del macizo rocoso (rotura a través de la roca intacta y de las discontinuidades). Un ejemplo de una rotura estructuralmente controlada a nivel de bancos en un tajo abierto se presenta en la Figura 1-6, se observa una cuña formada por la intersección de dos planos

de discontinuidades que se encuentran orientados desfavorablemente respecto a la dirección del talud. Por otro lado, en la Figura 1.7, se presenta un ejemplo de la rotura global de los taludes de un tajo abierto, la cual tiene una forma total o parcialmente circular, y está condicionada por la resistencia del macizo rocoso.



Figura 1-6: Ejemplo de rotura estructuralmente controlada (cuña) en los bancos de un tajo abierto (Hoek, 2009)



Figura 1.7: Rotura rotacional en un talud global de un tajo abierto (Rabus *et al.*, 2009)

El error mencionado se comete cuando se pretende evaluar la estabilidad global de un tajo abierto considerando la valoración geomecánica obtenida a nivel de los bancos, debido a que en esta escala el macizo rocoso presenta un comportamiento gobernado por las discontinuidades. En este caso, la calidad del macizo rocoso puede ser sobrestimada,

particularmente cuando la altura del talud analizado es considerablemente mayor que el espaciamiento entre las fracturas.

Por ejemplo, si se tiene un macizo rocoso fracturado con estructura en bloques y con buena condición de juntas, este puede alcanzar un GSI de 70 puntos a nivel de afloramiento rocoso. Sin embargo, incluir directamente este valor de 70 puntos en un software de equilibrio límite o elementos finitos para evaluar la estabilidad global del talzo es inadecuado, ya que, en la escala global el macizo rocoso se comportaría como un medio muy fracturado, con un valor de GSI menor que 70, produciéndose deslizamientos de forma parcial o totalmente circulares similares al presentado en la Figura 1-7.

En la Figura 1-8 se observa el mismo macizo rocoso con una red de fracturas definida visto desde cuatro escalas de análisis diferentes, representado por la variación la altura del talud (H). En el primer caso (escala A) se observa el macizo rocoso a nivel de afloramiento con un espaciamiento y estructura definida, caracterizado con un índice “GSI<sub>1</sub>” según el esquema mostrado, el cual se clasifica como fracturado en bloques (“*blocky*”) según Hoek (1994) y Marinos y Hoek (2000). Esta clasificación es válida para solamente para la escala A de la Figura 1-8.

Si se incrementa la altura del talud debido a procesos de excavación, la calidad del macizo rocoso, en este caso representada por el índice GSI, se reduce progresivamente. Por lo tanto, se cumplen las siguientes relaciones:

$$GSI_1 > GSI_2 > GSI_3 > GSI_4 \quad (1.1)$$

$$H_1 < H_2 < H_3 < H_4 \quad (1.2)$$

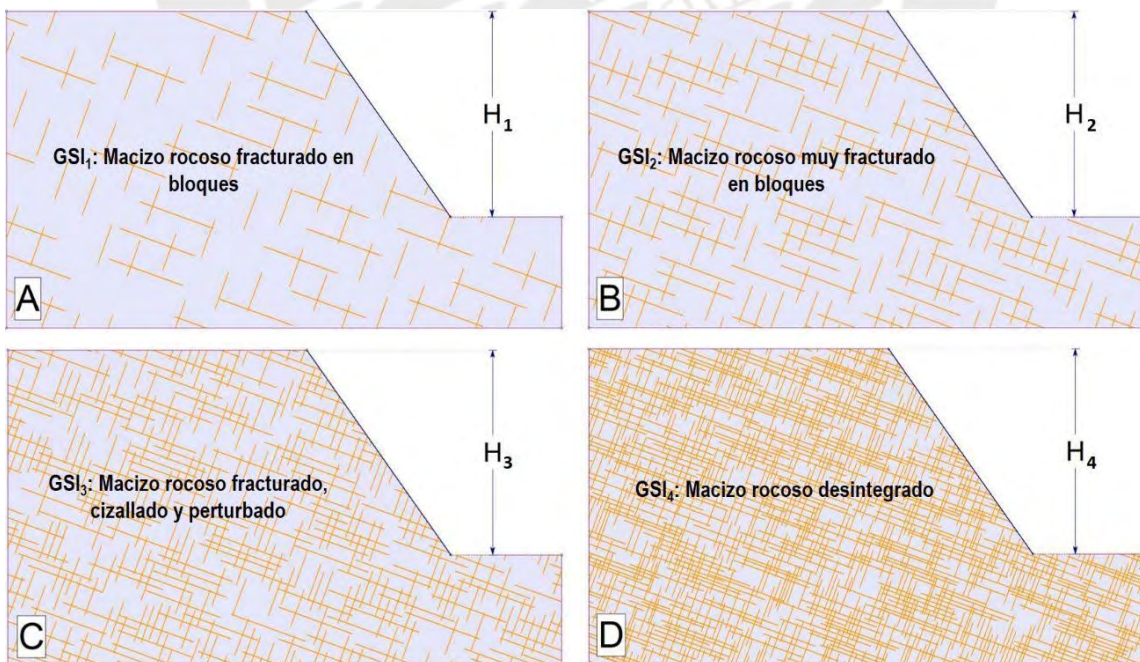


Figura 1-8: Macizo rocoso con la misma red de fracturas visto en diferentes escalas

A pesar de que se está evaluando el mismo macizo rocoso, es evidente que al incrementar la escala de análisis el valor de “GSI<sub>1</sub>”, mapeado a nivel de afloramiento, no es adecuado

para representar su comportamiento en las otras escalas de análisis (escalas B, C y D en la Figura 1-8). Por ejemplo, para la escala de análisis en el caso 4, el macizo rocoso se presenta muy fracturado, con clasificación “desintegrado”, por lo que no sería correcto caracterizarlo con el “GSI<sub>1</sub>”, para este caso el GSI considerado en los análisis debe ser lógicamente de menor magnitud que “GSI<sub>1</sub>”.

En la versión del ábaco GSI presentado por Hoek *et al.* (2013), ya se menciona una recomendación respecto a la consideración de los efectos de escala en los análisis, la cual se encuentra resaltada en la Figura 1-9: “Este ábaco aplica para túneles de 10 m de span y taludes de alturas menores que 20 m. Para grandes cavernas y taludes considerar reducir el GSI para tener en cuenta el decremento de la interconexión de los bloques”. Sin embargo, Hoek *et al.* (2013) no indica algún criterio para reducir el GSI cuando se tienen taludes o túneles que superan dichas dimensiones.

Por lo tanto, de acuerdo con lo mencionado anteriormente, el índice GSI debería ser reducido para tomar en consideración los efectos de la escala de análisis, esta reducción está condicionada principalmente por la relación existente entre el tamaño de bloque elemental y la altura del talud analizado. El efecto de esta reducción se presenta esquemáticamente en la Figura 1-9, teniendo como base el ábaco de Hoek *et al.* (2013).



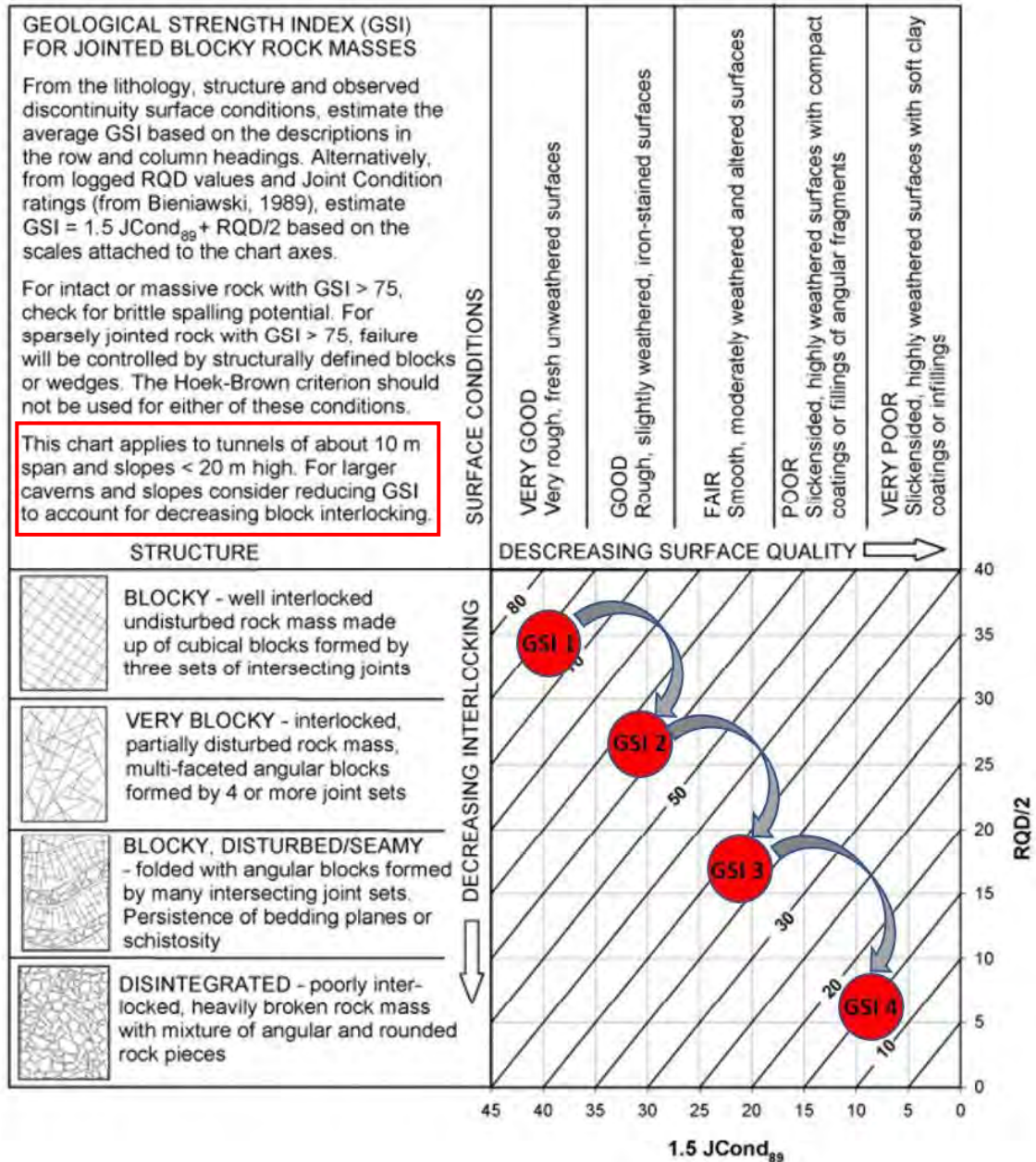


Figura 1-9: Reducción del índice GSI representado en el ábaco de Hoek *et al.* (2013)

Se ha observado también en la práctica ingenieril, que con la finalidad de tener en cuenta la reducción del índice GSI por efectos de escala, se reduce la categoría de la estructura del macizo rocoso en un nivel (por ejemplo, de “*blocky*” a “*very blocky*”), lo que aproximadamente equivale a una reducción de 10 puntos en el valor de GSI. Sin embargo, este criterio es arbitrario y no tiene en cuenta la relación entre el espaciamiento entre las fracturas y la altura del talud.

En función de lo explicado anteriormente, en la Figura 1-10 se presenta el árbol de problemas, en el que se indica las causas y efectos del problema identificado.

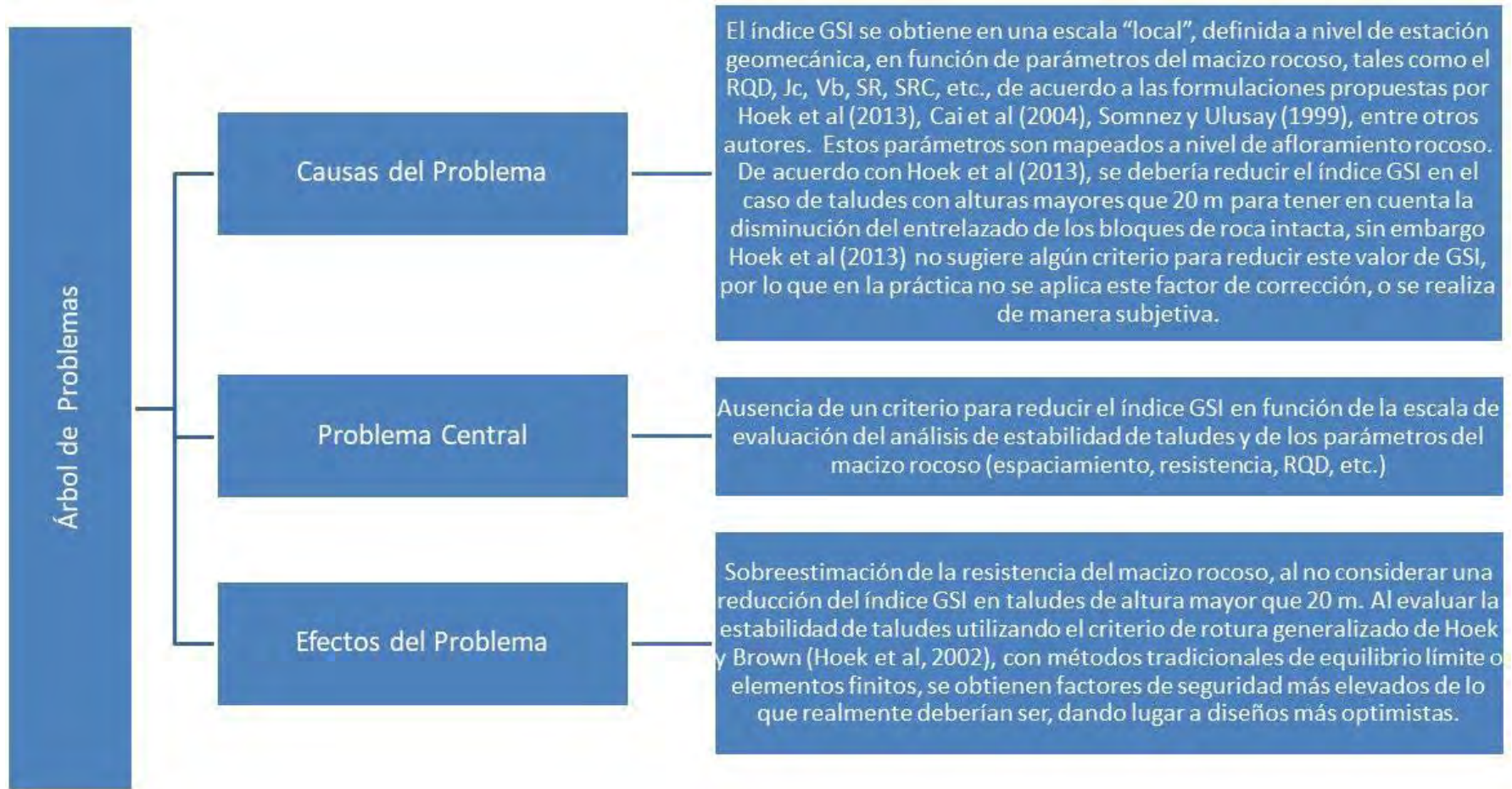


Figura 1-10: Árbol de problemas

### 1.3 PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN

La pregunta principal de la investigación de la presente tesis doctoral es la siguiente:

*¿Qué valor de GSI se debe utilizar en el análisis de estabilidad de taludes en macizos rocosos fracturados en los que la escala de análisis es diferente a la escala a nivel de afloramiento rocoso donde se recolectó la información geotécnica?*

A partir de esta pregunta, se derivan algunas otras preguntas de carácter secundario que pueden encaminar la consecución de ciertos objetivos específicos. Además, ha servido de guía para la revisión sistemática del estado del arte del problema. Estas preguntas son las siguientes:

- ¿De qué parámetros depende el factor de reducción del GSI?
- ¿Cuándo debo aplicar el factor de escala o de reducción?
- ¿Cuáles son los criterios existentes para cuantificar la reducción de la calidad del macizo rocoso en función de la escala de análisis?
- ¿Los factores de escala son aplicables en el caso de estudio de estabilidad de taludes?
- ¿Qué alternativas de cálculo se tienen para evitar aplicar factores de escala?
- ¿Son confiables las formulaciones cuantitativas para obtener el GSI a partir de otros parámetros como el RQD, condición de las discontinuidades, tamaño de bloque, etc.?
- ¿Qué enfoque para la evaluación del GSI es el más adecuado?

### 1.4 HIPÓTESIS

Para considerar adecuadamente el índice GSI en el estudio de estabilidad de taludes en diferentes escalas de análisis, se debe reducir el GSI obtenido a nivel de afloramiento rocoso ( $GSI_0$ ), multiplicándolo por un factor de escala, denominado  $k$  en esta tesis, el cual está definido por una expresión que relaciona variables de escala, tales como el espaciamiento entre las fracturas, la altura del talud, la persistencia de las fracturas, la distribución espacial de las fracturas, entre otras.

$$k = f(\text{variables de escala}) \quad (1.3)$$

### 1.5 OBJETIVOS

#### 1.5.1 OBJETIVO GENERAL

El objetivo general de la investigación es contribuir con el proceso de modelización numérica de estabilidad de taludes en macizos rocosos mediante la definición de un índice GSI dependiente de la escala de análisis, denominado  $GSI_e$  o “GSI escalado”. El cual se obtiene con la siguiente expresión:

$$GSI_e = k * GSI_0 \quad (k \leq 1) \quad (1.4)$$

Donde  $GSI_0$  es el valor de GSI obtenido a nivel de afloramiento rocoso y  $k$  es el factor de reducción de escala.

### 1.5.2 OBJETIVO ESPECÍFICO

El primer objetivo específico es definir la formulación para obtener el índice  $GSI_e$ , el cual pueda implementarse en los métodos convencionales de equilibrio límite y elementos finitos en 2D.

El segundo objetivo específico es aplicar la formulación obtenida en esta tesis en algunos casos de taludes reales, los cuales se han obtenido de la literatura técnica disponible, y de la experiencia propia del autor.

### 1.6 METODOS EMPLEADOS

Como se ha mencionado anteriormente, el índice  $GSI_e$  será calculado teniendo en cuenta:

- La estructura geológica del macizo rocoso, representada por distribución de las redes de fracturas,
- La condición de las discontinuidades,
- Los efectos de escala de análisis (factor  $k$ ).

Los dos primeros parámetros son considerados en la versión original del ábaco y en las versiones definidas posteriormente por diversos autores, tales como Hoek *et al.* (2013), Cai *et al.* (2004), Sommez y Ulusay (1999, 2002), entre otros. Por lo tanto, tal como se ha mencionado en los objetivos de la presente tesis, lo que se busca es evaluar los efectos de escala en los análisis, cuantificados por el factor de reducción de escala  $k$ .

Con esta finalidad, en primer lugar, se han elegido una serie de taludes hipotéticos, resultado de la combinación de variables representativas del modelo, tales como la geometría del talud, la distribución de redes de fracturas y las propiedades de resistencia de los macizos rocosos. Un esquema de los parámetros considerados en los análisis se presenta en la Figura 1-11.

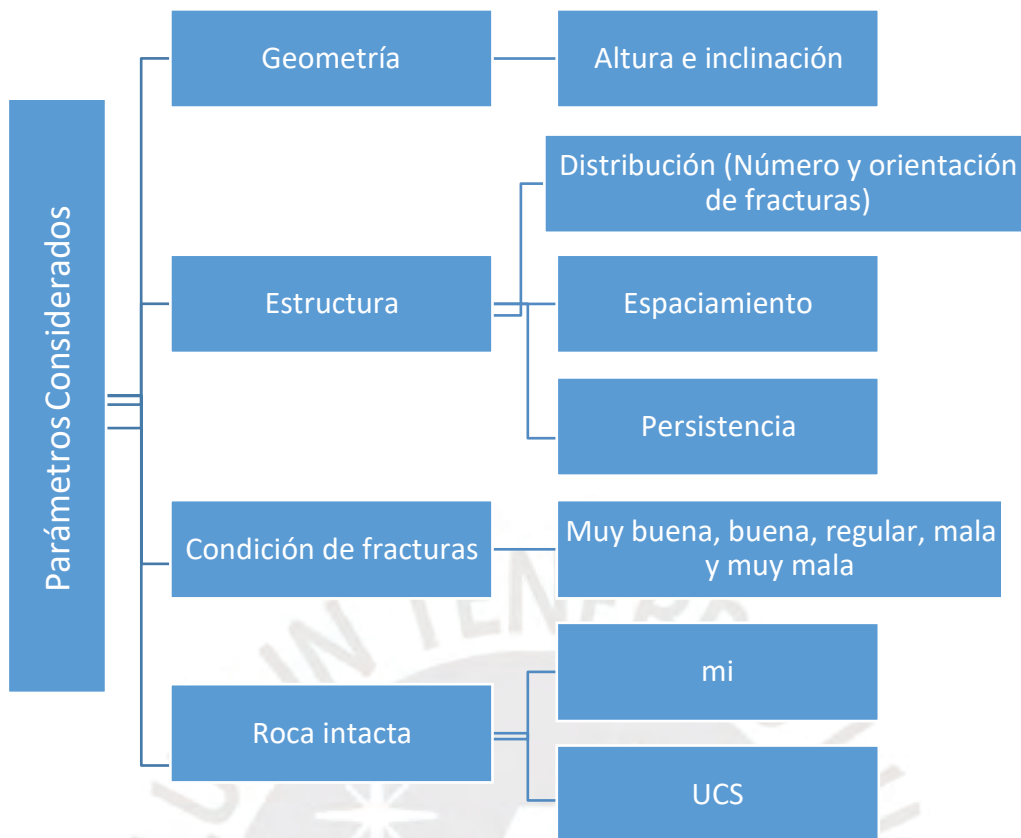


Figura 1-11: Variables representativas del macizo rocoso

Posteriormente, para evaluar los efectos de la escala de análisis en los taludes hipotéticos mencionados, se han realizado modelamientos computacionales de comparación entre dos enfoques:

- En el primer enfoque se consideran los resultados obtenidos a partir de la aplicación del método J-MEF (o Joint-MEF), que es el método de elementos finitos con representación explícita de las discontinuidades, el cual incorpora en el modelo a los elementos finitos tipo “junta” de acuerdo con la formulación de Goodman *et al.* (1968), y que se encuentra incorporado en el programa de cómputo Phase<sup>2</sup> v8.0 (Rocscience, 2011). En este caso, el macizo rocoso se modeliza como un conjunto de bloques de roca intacta separados por los planos de las discontinuidades, por lo que es necesario ingresar al modelo explícitamente la red de fracturas (DFN), y definir las propiedades de resistencia y rigidez tanto de las discontinuidades, como de la roca intacta. La superficie de rotura obtenida se desarrolla a través de los bloques de roca intacta (puentes de roca), junto con el desplazamiento a través de los planos de fracturas.
- En el segundo enfoque se realiza el modelamiento de los taludes con el método de equilibrio límite, considerando al macizo rocoso como un medio continuo, para lo cual se define la envolvente de rotura de Hoek-Brown en función del GSI obtenido a nivel de afloramiento ( $GSI_0$ ). Posteriormente, a través de un análisis de sensibilidad, se empieza a reducir el valor del índice  $GSI_0$  hasta obtener un valor que nos proporcione un factor de seguridad y la forma de la superficie de rotura coherente con los resultados obtenidos en el primer enfoque, el índice GSI

obtenido para cada caso particular es denominado índice  $GSI_e$  (GSI escalado o equivalente).

- Como resultado de las múltiples modelizaciones numéricas realizadas en los diferentes taludes hipotéticos definidos y considerando ambos enfoques de análisis, se obtendrá un factor de escala  $k$  para cada talud analizado, definido como el cociente entre el  $GSI_e$  y el  $GSI_0$  evaluado a nivel de afloramiento, por lo tanto, se cumple la relación:

$$k = \frac{GSI_e}{GSI_0} \quad (1.5)$$

Los análisis de estabilidad de taludes siguiendo la metodología descrita han sido realizados teniendo en cuenta que el criterio de Hoek-Brown tiene un rango de aplicación descrito por los autores del criterio, el cual se presenta detalladamente en Hoek y Brown (2019). Debido a que los taludes analizados presentan alturas ( $H$ ) comprendidas entre 50 y 250 m, y los máximos valores considerados del espaciamiento entre fracturas ( $e$ ) se encuentran en el orden de los 3 m, en estos casos podría considerarse que los macizos rocosos cumplen las condiciones para la aplicación del criterio de rotura de Hoek-Brown, es decir que la altura del talud es mayor que 3 o 4 veces el valor del espaciamiento promedio entre fracturas (Schlofeld y Carter, 2018; Hoek y Karzulovic, 2000).

## 1.7 RESULTADOS ESPERADOS

Finalmente, en función de una variedad de valores de  $k$  asociados a diferentes geometrías, propiedades del macizo rocoso, distribución de redes de fracturas y escalas de análisis, se espera obtener una formulación para calcular el valor de  $k$  en función a los parámetros que definen la escala de análisis. De esta manera, se podrá elegir el factor de reducción del índice GSI adecuado para utilizarlo en los análisis simplificados de estabilidad de taludes en función de los parámetros mencionados.

Los resultados esperados están relacionados a cada uno de los objetivos presentados y se puede apreciar en la Tabla 1-1.

Tabla 1-1: Resultados esperados

Objetivos Específicos	Resultados Esperados	Medio de Validación
Definir una formulación para obtener el Índice $GSI_e$ , el cual pueda utilizarse en los métodos convencionales de equilibrio límite y elementos finitos 2D.	Formulación para el factor de reducción de escala del índice GSI.	Aplicar la formulación obtenida en esta tesis en algunos casos de taludes reales, los cuales se han obtenido de la literatura técnica disponible, y de la experiencia propia del autor.

## 1.8 CONCLUSIONES MÁS RELEVANTES

- La formulación planteada en esta tesis constituye una contribución para la cuantificación de la reducción de la calidad geomecánica de los macizos rocosos como consecuencia de los efectos de escala asociados, para lo cual se ha definido el índice GSI escalado o  $GSI_e$ , cuya aplicación es exclusiva para problemas que involucran la estabilidad de taludes en macizos rocosos fracturados.
- El factor de escala  $k$  depende de la altura del talud, del espaciamiento promedio de las discontinuidades, de la persistencia, de la resistencia y rigidez de la roca intacta, de la condición de las discontinuidades, de la presencia de discontinuidades buzando desfavorablemente respecto al talud, y del valor del GSI obtenido en el afloramiento rocoso ( $GSI_0$ ). Este factor es afectado en mayor medida por la relación  $H/e$ , y por la presencia de planos de discontinuidades que buzanan desfavorablemente respecto a la orientación del talud (F1), en muchos casos reduciendo su valor considerablemente.
- La formulación planteada en esta tesis ha sido aplicada en cinco taludes reales, en donde se ha observado una buena aproximación entre el valor de  $GSI_e$  propuesto y el GSI equivalente obtenido de la comparación de modelos continuos y discontinuos.

## 1.9 LIMITACIONES

A continuación, se listan algunas limitaciones al alcance de la presente tesis doctoral:

- Los análisis que se han realizado en la presente tesis doctoral están referidos específicamente al estudio de estabilidad de taludes, si se desea utilizar este enfoque en otro tipo de aplicaciones, tales como túneles en 2D o cimentaciones, se deberá obtener una formulación similar a la planteada en la presente tesis, pero de aplicación específica para los casos señalados.
- Al ser un análisis en 2D la red de fracturas observada en los modelos de análisis constituyen la proyección del sistema de fracturamiento real del macizo rocoso en dicho plano.
- En esta tesis se ha evaluado el efecto escala considerando el criterio de rotura generalizado de Hoek-Brown (Hoek *et al.*, 2002), por ser el criterio de rotura ampliamente aceptado en la comunidad de mecánica de rocas actualmente, además incorpora directamente el índice GSI en su formulación. Si se plantea estudiar el efecto de escala considerando otros criterios de rotura, debe evaluarse la sensibilidad de parámetros que intervienen en el criterio, e identificar sobre que parámetro se aplicaría la reducción por efectos de escala, la formulación planteada deberá ser evaluada independientemente a los resultados presentados en esta tesis.
- La formulación planteada considera que los sistemas de fracturas presentan el mismo espaciamiento, persistencia y resistencia al corte, además de la resistencia de la matriz rocosa. Por lo que debe utilizarse con precaución en macizos rocosos multi-capa, o cuando los espaciamientos y/o persistencias de las diferentes familias de fracturas son claramente diferentes.

## 1.10 CONTENIDO Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La tesis está dividida en ocho capítulos. La descripción de cada capítulo es presentada a continuación:

- En el Capítulo I se presenta la problemática existente en relación con el tema en estudio, se plantean las preguntas de investigación, así como la hipótesis de solución. Los objetivos y contenido de la tesis también son incluidos en este capítulo.
- En el Capítulo II se aborda la descripción del efecto escala, el índice GSI y su relación con el criterio de rotura de Hoek-Brown, su aplicabilidad, sus limitaciones y su evolución a través del tiempo de acuerdo con los diversos enfoques aportados por investigadores, tales como Hoek *et al.* (1995), Marinos y Hoek (2000), Cai *et al.* (2004), etc. Se discute en este capítulo las consideraciones que han tenido estos autores para incluir en su formulación parámetros como el RQD, el volumen de bloque, condición de fracturas, entre otros.
- En el Capítulo III se describen los aspectos teóricos sobre la modelización numérica de macizos rocosos fracturados considerando la representación explícita de las redes de fracturas (DFN).
- En el Capítulo IV se presenta con detalle, mediante un ejemplo de aplicación, el procedimiento de cálculo para obtener el  $GSI_e$ .
- En el Capítulo V se presenta una discusión de las variables y combinaciones consideradas para definir los modelos hipotéticos representativos.
- En el Capítulo VI se presenta un resumen de los resultados obtenidos y la propuesta para la formulación del índice  $GSI_e$ .
- En el Capítulo VII se realiza la validación del método, considerando su aplicación en casos de taludes reales.
- Finalmente, se presentarán las conclusiones y recomendaciones de esta tesis.

## **CAPÍTULO II. MARCO CONCEPTUAL: DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA GSI**

### **2.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA (GSI)**

Hoek y Brown reconocieron que un criterio de rotura para representar el comportamiento de macizos rocosos no tendría un valor práctico a menos que se relacione con las observaciones geológicas que pudieran ser realizadas fácilmente en campo por un geólogo o un ingeniero geólogo (Marinos *et al.*, 2005).

Por esta razón, originalmente incluyeron en las ecuaciones que definían el criterio de rotura de Hoek-Brown al índice RMR (Bieniawski, 1976, 1989), línea de trabajo que los autores abandonaron, puesto que consideraron que el RMR incluía aspectos que no eran relevantes para caracterizar la resistencia del macizo rocoso, como la presencia de agua en las juntas y la orientación de las fracturas, los cuales pueden incluirse explícitamente en los modelos de análisis. Además de los aspectos redundantes como el RQD, el espaciamiento entre las discontinuidades, y las familias de fracturas.

Una alternativa para superar este inconveniente, fue considerar solamente los puntajes referidos a los cuatro primeros parámetros que definen el RMR, es decir, la resistencia a la compresión uniaxial, el RQD, el espaciamiento y la condición de las discontinuidades; lo cual inicialmente funcionó bien debido a que muchos de los macizos rocosos evaluados se encontraban en el rango de  $30 < \text{RMR} < 70$ , sin embargo, al pasar los años se tuvieron dificultades para aplicar el sistema RMR en macizos rocosos de muy mala calidad, así como relacionar este valor con las constantes  $m$  y  $s$  del criterio de rotura de Hoek-Brown en el caso de macizos rocosos intensamente fracturados (Marinos *et al.*, 2005).

Debido a estos inconvenientes, se consideró desarrollar un nuevo sistema de caracterización geomecánica para ser utilizado en reemplazo del índice RMR en las ecuaciones que definen el criterio de rotura de Hoek-Brown, y que además debería estar basado solamente en observaciones geológicas básicas de los macizos rocosos; siendo este el origen del sistema GSI o Índice de Resistencia Geológica (Hoek, 1994; Hoek *et al.*, 1995). Inicialmente, este sistema sería utilizado específicamente para la estimación de las propiedades de resistencia y deformación del macizo rocoso y no debería ser utilizado de manera independiente para otros fines, como el diseño de sostenimiento y/o reforzamiento de macizos rocosos.

Esta nueva clasificación o sistema, denominada GSI, empezó su desarrollo en Toronto - Canadá, con los aportes de David Wood (Hoek *et al.*, 1992), y su incorporación en el criterio de rotura de Hoek-Brown se realizó en el año 1995 directamente como reemplazo del índice RMR.

El índice GSI originalmente se obtiene en función de dos parámetros básicos del macizo rocoso, y que tienen gran influencia en sus propiedades mecánicas: la estructura del macizo rocoso (“*blockiness*”), y la condición de las discontinuidades (“*joint conditions*”).

La versión básica del ábaco para el cálculo del GSI en macizos rocosos fracturados es presentado en la Figura 2-1, corresponde al ábaco publicado por Hoek y Marinos (2000).

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)		SURFACE CONDITIONS				
<p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
		Very rough, fresh unweathered surfaces	Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	Smooth, moderately weathered and altered surfaces	Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10
		↑ DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES				

Figura 2-1: Ábaco básico para el cálculo del índice GSI (Hoek y Marinos, 2000)

## 2.2 EL SISTEMA GSI Y EL CRITERIO DE HOEK-BROWN

Como se ha mencionado, el índice GSI es un sistema de caracterización de macizos rocosos que fue desarrollado por Hoek (1994) y Hoek *et al.* (1995) para enlazar su criterio de rotura con las observaciones geológicas de campo. El criterio de rotura de Hoek-Brown, y el sistema GSI asociado, desde su publicación han ganado una amplia aprobación como herramienta para estimar la resistencia y deformación de macizos

rocosos intensamente fracturados. Debido a la ausencia de otras alternativas, el criterio de rotura de Hoek-Brown fue adoptado por la comunidad geomecánica, y su uso empezó a extenderse más allá de la suposición inicial de que un macizo rocoso fracturado se compone de una serie de bloques de roca dura que se encuentran trabados entre sí (“interlocking”).

Debido a estas consideraciones, a lo largo de los años ha sido necesario revisar las bases del sistema GSI e introducir nuevos elementos cada cierto tiempo para ampliar el rango de problemas en los que el criterio de rotura puede ser aplicado. De esta manera, el índice GSI fue extendido para caracterizar macizos rocosos foleados y afectados tectónicamente, en una serie de documentos publicados por Marinos (2000), Hoek y Marinos (2000) y Marinos y Hoek (2000).

La formulación más reciente del criterio de rotura de Hoek-Brown (Hoek *et al.*, 2002; Hoek y Brown, 2019) es la siguiente:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left( m_b \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (2.1)$$

Donde:

- $\sigma_1'$  y  $\sigma_3'$  son las tensiones principales efectivas mayor y menor en el momento de la rotura,
- $\sigma_c$  es la resistencia a la compresión simple de la roca matriz,
- GSI es el Índice de Resistencia Geológica,
- D es un parámetro que depende del grado de disturbancia del macizo rocoso debido a efectos de daño por voladuras y relajación de tensiones,
- $m_b$ , s y a son constantes del macizo rocoso, obtenidas con las siguientes relaciones:

$$m_b = m_i \left( \frac{GSI - 100}{140 - GSI} \right)^2 \quad (2.2)$$

$$s = \left( \frac{GSI - 100}{140 - GSI} \right)^3 \quad (2.3)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (2.4)$$

Donde  $m_i$  es un parámetro que se obtiene a partir de ensayos triaxiales en testigos de roca intacta. El parámetro  $m_b$  es un valor reducido de  $m_i$ , el cual tiene en consideración la reducción de la resistencia del macizo rocoso debido a su grado de fracturamiento, es decir el índice GSI permite pasar de la escala correspondiente a la roca intacta ensayada en laboratorio, a la escala del macizo rocoso observado en campo, tal como se presenta en la Figura 2-2, en donde la curva de resistencia correspondiente al macizo rocoso se encuentra por debajo de la curva de resistencia de la roca intacta, debido a que la presencia de las fracturas disminuyen su resistencia.

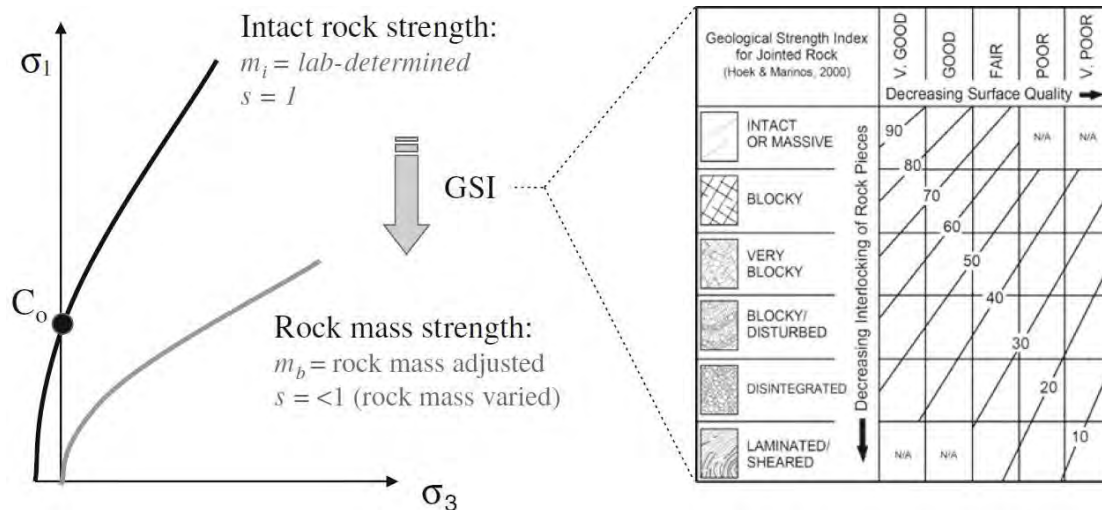


Figura 2-2: Escalamiento de la envolvente de rotura de Hoek-Brown desde la roca intacta hacia el macizo rocoso (Eberhardt, 2012)

Para efectos prácticos, el criterio de Hoek-Brown y el índice GSI asociado, proporcionan un procedimiento para escalar los resultados obtenidos en laboratorio con la finalidad de obtener los parámetros de resistencia del macizo rocoso isotrópico. Sin embargo, primero debe evaluarse si la representación del macizo rocoso como un medio continuo equivalente es apropiada o no, ya que el criterio no debe utilizarse cuando las discontinuidades tienen una influencia significativa en la rotura del macizo rocoso, por ejemplo, cuando se estudia la formación de cuñas, roturas planares o vuelco de estratos.

Las Ecuaciones 2.2, 2.3 y 2.4 fueron desarrolladas para su aplicación en macizos rocosos como el que se presenta en la Figura 2-3, el cual está conformado por bloques angulares de roca intertrabados, en donde el proceso de rotura es dominado por el deslizamiento y rotación de los bloques, sin una considerable rotura a través de la roca intacta, y sometidos a tensiones de confinamiento de magnitud baja a moderada.

Hoek y Brown (2019) no introducen cambios en las Ecuaciones 2.1, 2.2, 2.3 y 2.4, sin embargo, con la finalidad de mejorar la definición de la envolvente de rotura de Hoek-Brown en la región de tracción, sugieren utilizar una tensión *cut-off*, se acuerdo con la siguiente relación:

$$\sigma_{ci} \otimes |\sigma_t| = 0.81m_i + 7 \quad (2.5)$$



Figura 2-3: Bloques de roca muy duros e intertrabados de andesita y granodiorita en la mina Bougainville (Papua Nueva Guinea), para los cuales fue desarrollado el criterio de rotura original de Hoek-Brown (Hoek y Brown, 1980)

A manera de referencia, Hoek y Brown (2019) presentaron una serie de macizos rocosos con diferentes grados de fracturamiento en los que se indica si es válido o no aplicar el GSI con fines de estimación de la resistencia del macizo rocoso. La relación de los casos presentados por Hoek y Brown (2019), se presentan desde la Figura 2-4 hasta la Figura 2-8, y se describen a continuación:

- **Caso 1** – Lajamiento (spalling) en las paredes laterales de un túnel excavado en un macizo rocoso masivo y de alta dureza, sujeto a tensiones horizontales anisotrópicas. El sistema GSI no es aplicable para el análisis de las tensiones que inducen el lajamiento, pero puede utilizarse en otras aplicaciones. El valor de GSI asociado al macizo rocoso es de 85 puntos (Figura 2-4).

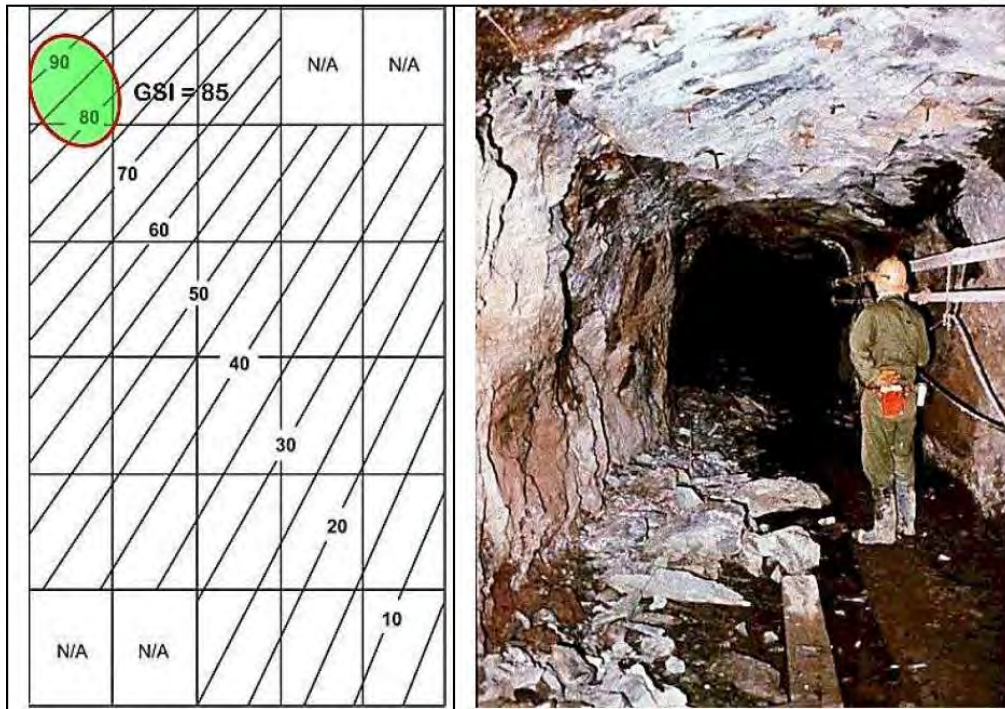


Figura 2-4: Macizo rocoso con GSI=85 (Hoek y Brown, 2019)

- Caso 2** – Macizo rocoso con tres sistemas de fracturamiento ortogonales en roca granito en la cimentación de una presa. El sistema GSI no es aplicable en esta escala de análisis, debido a que la estabilidad del macizo rocoso está controlada por la intersección de las discontinuidades. Sin embargo, si se podría utilizar el valor de GSI en el estudio de excavaciones a gran escala, como por ejemplo los taludes globales de un tajo abierto. El valor de GSI asociado al macizo rocoso es de 65 puntos (Figura 2-5).

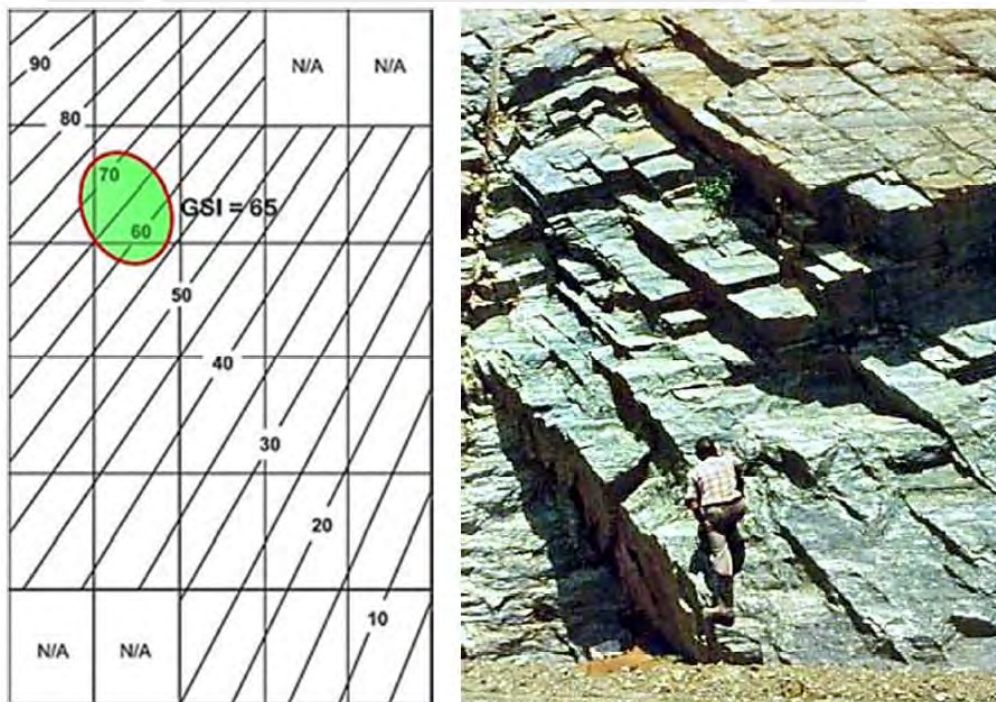


Figura 2-5: Macizo rocoso con GSI=65 (Hoek y Brown, 2019)

- **Caso 3** – Macizo rocoso de andesita conformado por bloques angulosos intertrabados, los cuales están definidos por varios sistemas de fracturas, el afloramiento rocoso corresponde a una exposición en un banco de un tajo abierto. En esta situación, y a esta escala de análisis, el índice GSI es totalmente aplicable. El valor de GSI asociado al macizo rocoso es de 45 puntos (Figura 2-6).

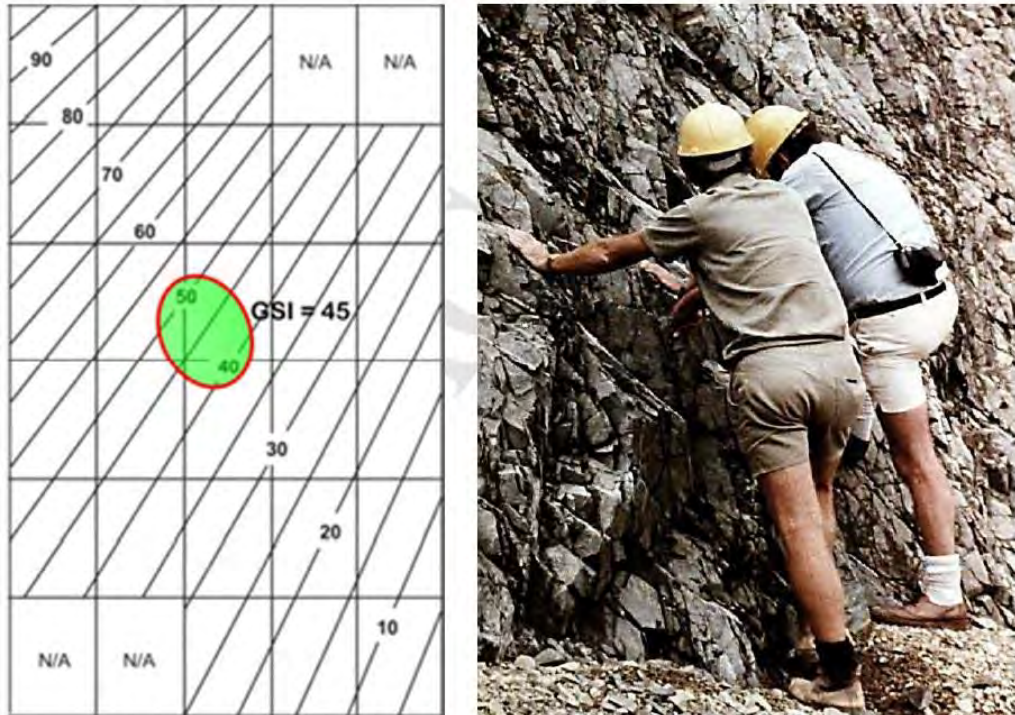


Figura 2-6: Macizo rocoso con GSI=45 (Hoek y Brown, 2019)

- **Caso 4** – Macizo rocoso sedimentario, complejo y foleado. En este caso el sistema GSI debe ser aplicado con precaución, ya que se deben considerar las condiciones promedio para evaluar las propiedades de resistencia del macizo rocoso. El valor de GSI asociado al macizo rocoso es de 30 puntos (Figura 2-6).

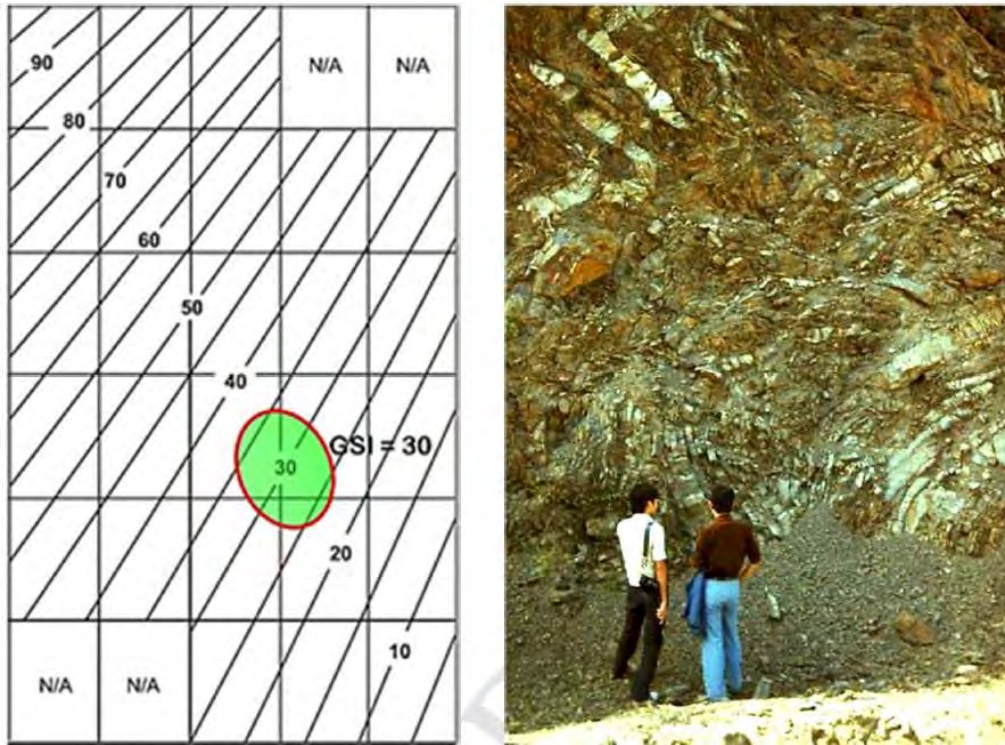


Figura 2-7: Macizo rocoso con GSI=30 (Hoek y Brown, 2019)

- Caso 5** – Macizo rocoso conformado por sedimentos deformados por tectonismo, con pérdida casi completa de su configuración estructural original. El sistema GSI debe ser utilizado con cuidado en este tipo de macizos rocosos, es recomendable utilizar versiones especiales del GSI, tales como los ábacos publicados por Marinós (2005) o Marinós (2017). El valor de GSI asociado al macizo rocoso es de 15 puntos (Figura 2-8).

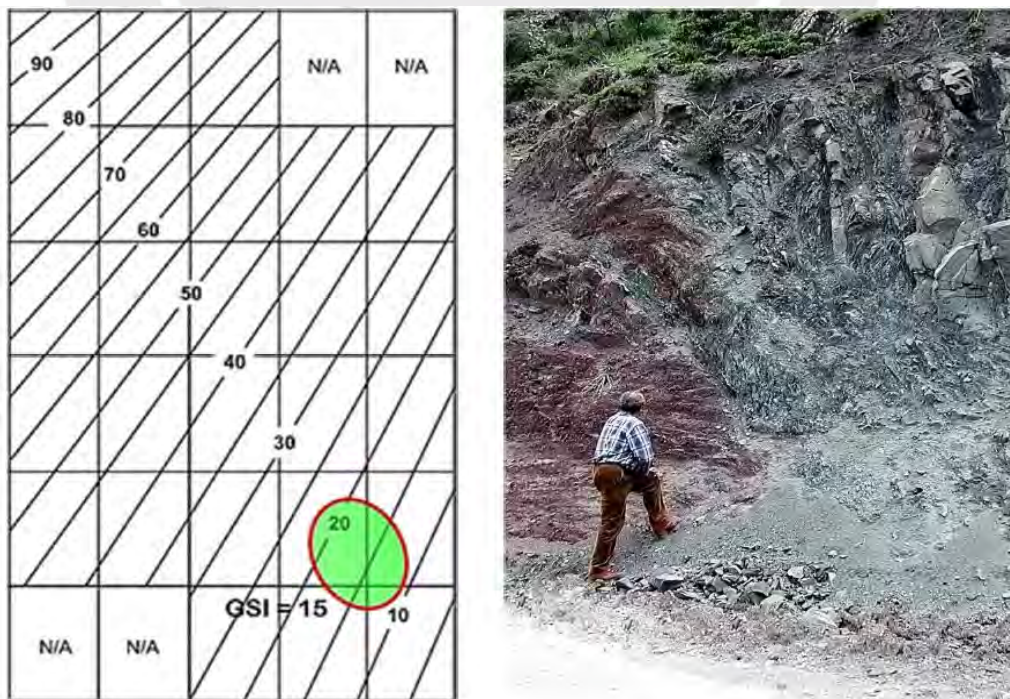


Figura 2-8: Macizo rocoso con GSI=15 (Hoek y Brown, 2019)

En el caso de macizos rocosos tectónicamente disturbados, como los presentados en las Figuras 2-7 y 2-8, se podría utilizar el ábaco original de GSI durante la etapa de investigación de campo; sin embargo, durante etapas posteriores resulta más difícil utilizar este ábaco de manera efectiva, a menos que se cuente con observaciones y mediciones del comportamiento del macizo rocoso que permita realizar calibraciones adecuadas (Hoek y Brown, 2019).

Para simplificar este problema Marinós y Hoek (2000) publicaron un ábaco de aplicación exclusiva para macizos rocosos sedimentarios, heterogéneos y tectónicamente alterados. Una versión extendida y actualizada de este ábaco fue publicada por Marinós (2017). Ábacos adicionales aplicados para ofiolitas (Marinós *et al.*, 2005) y molasas (Hoek *et al.*, 2005) fueron desarrollados para cubrir proyectos en el norte de Grecia.

### **2.3 EL SISTEMA GSI Y LOS EFECTOS DE ESCALA**

El sistema GSI asume que el macizo rocoso está conformado por un número suficientemente elevado de sistemas de fracturas, los cuales están orientados aleatoriamente, por lo que puede ser tratado como un medio homogéneo e isotrópico de bloques entrelazados entre sí. La rotura del macizo rocoso es el resultado del deslizamiento a lo largo de las discontinuidades y de la rotación de bloques, con poca rotura a través de la roca intacta. El macizo rocoso ideal, sobre el cual el sistema GSI fue desarrollado es un macizo rocoso intensamente fracturado compuesto por bloques de roca intacta muy duros, como el que se presentó en la Figura 2-3.

La Figura 2-9 indica que la relación entre el tamaño del bloque rocoso respecto al tamaño de la estructura en la cual este existe es un factor muy importante que debe ser considerado cuando se decide si el sistema GSI debe ser utilizado (Hoek y Brown, 2019). Para concluir si el macizo rocoso puede considerarse continuo o discontinuo debe evaluarse no solamente el tamaño del bloque representativo, sino también su relación respecto al tamaño de la excavación.

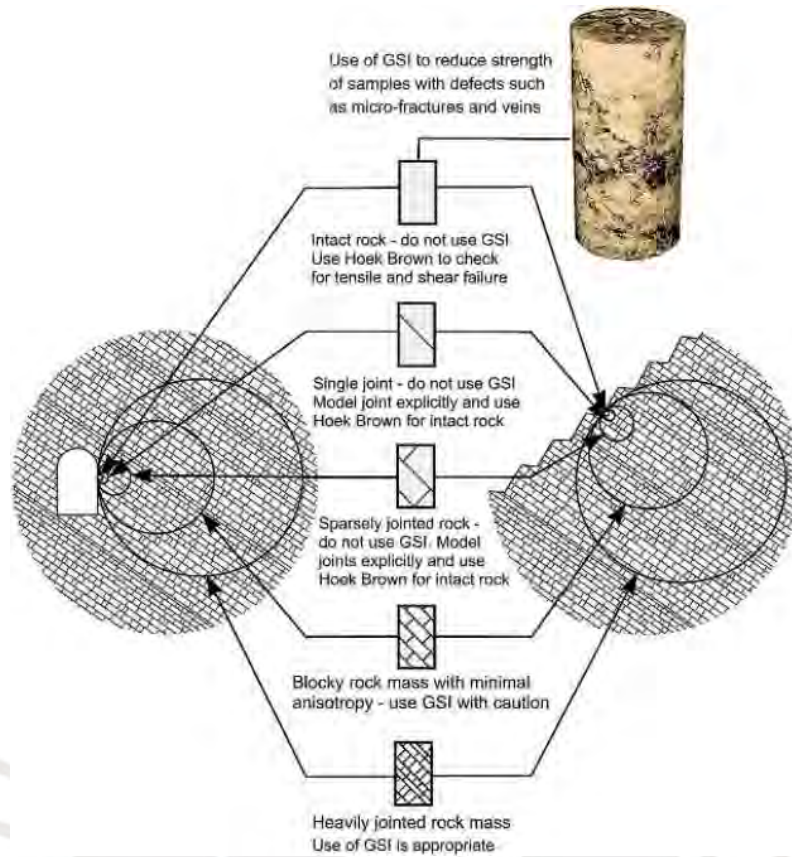


Figura 2-9: Condiciones de aplicación del criterio de rotura de Hoek-Brown (Hoek y Brown, 2018)

Por ejemplo, en la cara de un túnel de 10 m de luz o abertura, en un macizo rocoso con un espaciamiento promedio entre fracturas de 0.5 m, resulta que aproximadamente 400 bloques de roca quedarían expuestos en el caso de un túnel cuadrado (Figura 2-10a), y 315 bloques de roca en el caso de un túnel circular (Figura 2-10b). Esto podría considerarse una escala razonable para la aplicación del sistema GSI.

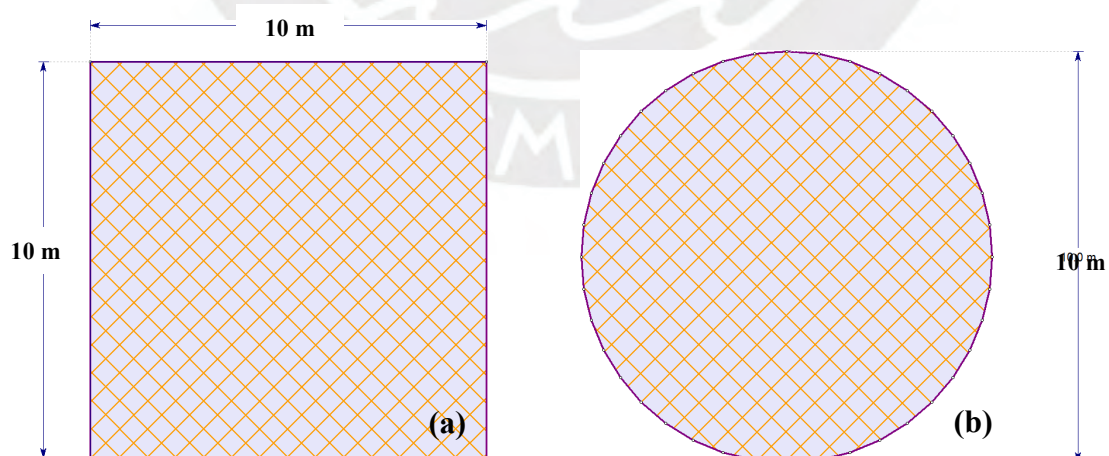


Figura 2-10: (a) Cara de un túnel cuadrado de 10 m de *span* en un macizo rocoso con espaciado promedio entre fracturas de 0.5 m, en el que quedan expuestos 400 bloques de roca, (b) Cara de un túnel circular de 10 m de diámetro en el que quedan expuestos 315 bloques de roca. En ambos casos es aplicable el sistema GSI

Por otro lado, si el espaciamiento promedio entre fracturas sería solamente de 2 m, resultarían menos de 25 bloques de roca expuestos, tal como se presenta en la Figura 2-11, por lo que podría producirse el deslizamiento individual de los bloques de roca, más que la rotura general del macizo rocoso, por lo que el sistema GSI no se debe aplicar en esta escala.

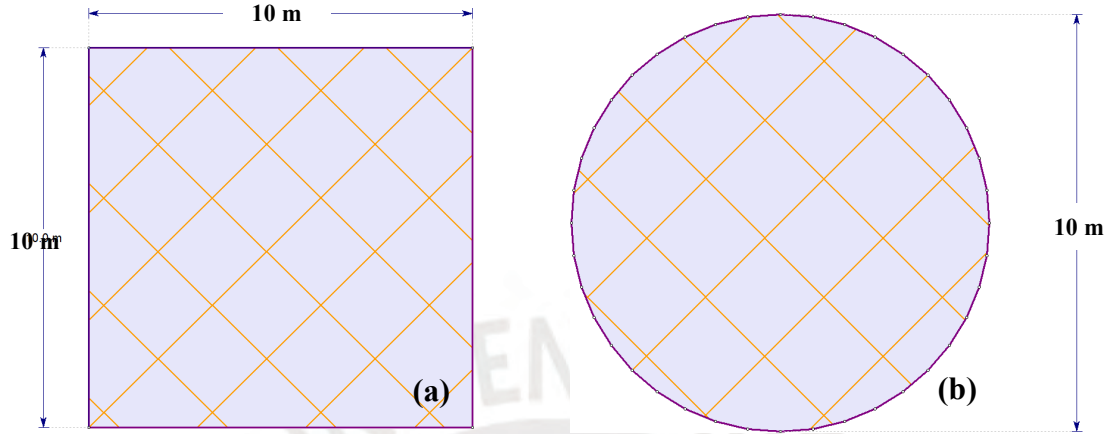


Figura 2-11: (a) Cara de un túnel cuadrado de 10 m de *span* en un macizo rocoso con espaciado promedio entre fracturas de 2.0 m, en el que quedan expuestos menos de 25 bloques de roca, (b) Cara de un túnel circular de 10 m de diámetro en el que quedan expuestos menos de 20 bloques de roca. En ambos casos no es aplicable el sistema GSI

Otro ejemplo en el que el sistema GSI es aplicable es el caso de un talud de 100 m de altura, en un macizo rocoso conformado por bloques de roca dura, con un espaciamiento promedio entre fracturas de 3 m, en el cual quedan expuestos alrededor de 1000 bloques en 100 m de longitud del talud (Figura 2-12).

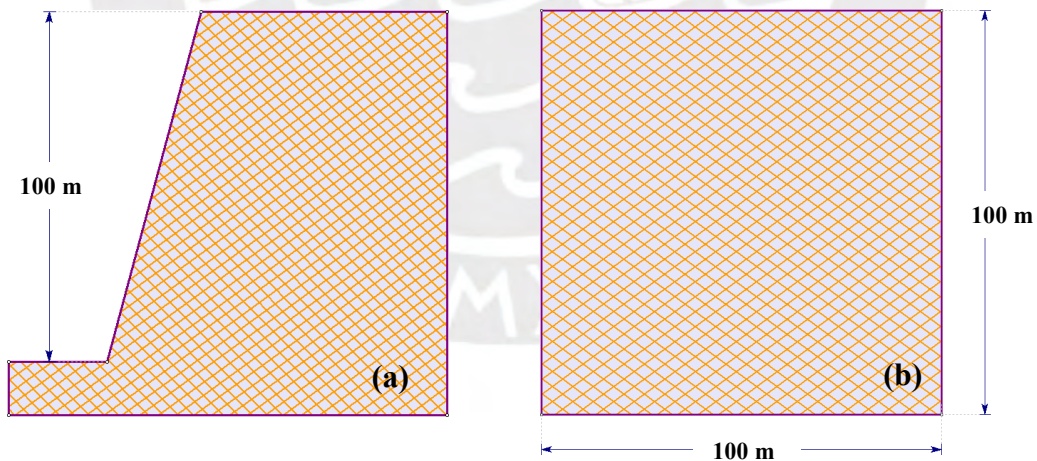


Figura 2-12: Talud de 100 m de altura en un macizo rocoso con espaciamiento entre fracturas de 3 m (a) Vista transversal (b) Vista frontal, considerando 100 m de longitud del talud. La cantidad de bloques expuestos es aproximadamente de 1000. En este caso es aplicable el sistema GSI

Si en el mismo macizo rocoso del caso anterior se excava un talud de 15 m de altura (Figura 2-13), solamente quedarían expuestos aproximadamente 25 bloques de roca en un ancho de talud de 15 m, por lo cual no es recomendable utilizar el sistema GSI en esta escala de análisis.

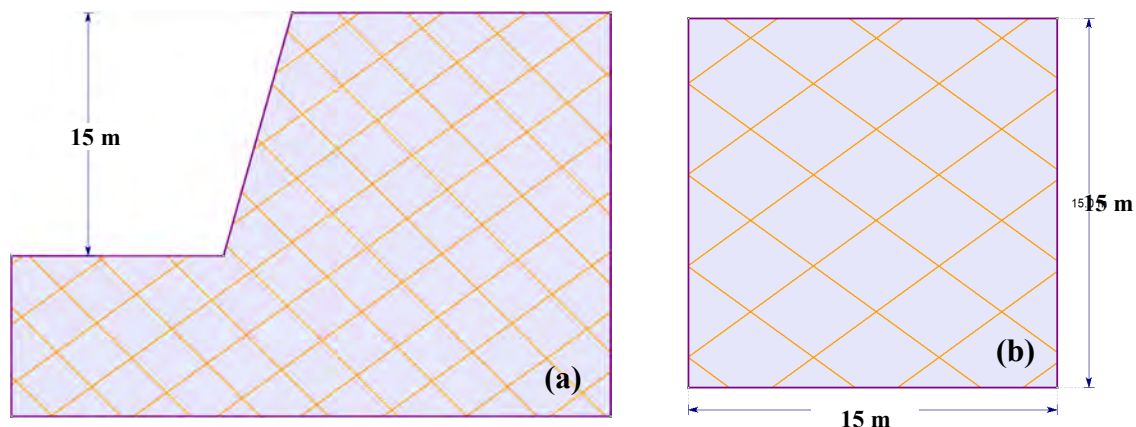


Figura 2-13: Talud de 15 m de altura en un macizo rocoso con espaciado entre fracturas de 3 m (a) Vista transversal (b) Vista frontal, considerando 15 m de longitud del talud. La cantidad de bloques expuestos es aproximadamente de 25. En este caso no es aplicable el sistema GSI

Un ejemplo del último caso mencionado, en el contexto del estudio de estabilidad de taludes de un tajo abierto, se presenta esquemáticamente en la Figura 2-14. Se observa que a nivel de banco la rotura está gobernada por la distribución y resistencia de las discontinuidades, en donde el sistema GSI no es aplicable en esta escala, por lo tanto, los análisis de estabilidad deben realizarse en función de los bloques o cuñas formados.

Por otro lado, a nivel global, el macizo rocoso se comportaría como un medio continuo muy fracturado, por lo que en esta escala de análisis si es aplicable el sistema GSI y el criterio de rotura de Hoek-Brown.

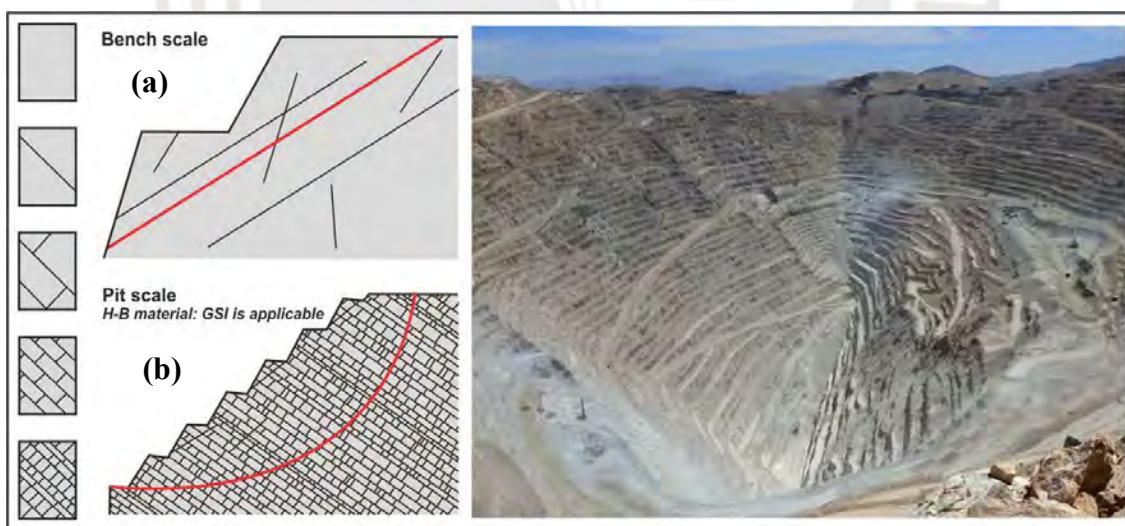


Figura 2-14: Ejemplos de diferentes escalas de análisis del macizo rocoso. (a) En el primer caso la estabilidad del banco está controlada por la intersección de las estructuras del macizo rocoso, mientras que en el segundo caso (b) el talud global puede ser caracterizado de acuerdo con el criterio de Hoek-Brown (Marinos y Carter, 2018)

Un ejemplo del estudio de la respuesta del macizo rocoso en función de la escala de análisis utilizando modelos numéricos con redes de fracturas se presenta en la Figura 2-15 (Hammah *et al.*, 2009). Se ha utilizado una red con dos sistemas de fracturas espaciadas 3 m y un valor de RQD de 100%, lo que indica una roca de muy buena calidad,

aunque la diferencia del comportamiento del macizo rocoso es muy diferente para las tres alturas del talud evaluadas.

- **Escala 1 (H=10m)** - El valor del RQD = 100%, ha sido definido para la primera escala de análisis (afloramiento rocoso), en la cual el espaciamiento entre las fracturas ( $e=3\text{m}$ ) y la altura del talud ( $H=10\text{ m}$ ) tienen el mismo orden de magnitud. Como resultado, en esta escala de análisis, el comportamiento del macizo rocoso está gobernado por la resistencia al corte de las discontinuidades. La relación  $H/e$  es de 3.3.
- **Escala 2 (H=60m)** - Para la segunda escala de análisis, con un talud de 60 m de altura, se observa que la rotura del macizo rocoso se desarrolla de manera combinada entre el deslizamiento a través de las discontinuidades, con la rotura por corte a través de la roca intacta (puentes de roca). En este caso la valoración del RQD=100% no es un indicador del grado de fracturamiento, debido a que fue evaluado en otra escala de análisis. La relación  $H/e$  aumenta a 20.0.
- **Escala 3 (H=90m)** – Por último, en el caso del talud de 90 m de altura, el macizo rocoso se comporta como un medio muy fracturado en esta escala de análisis, la superficie de rotura se desarrolla rompiendo el macizo rocoso a través de una superficie de rotura con tendencia circular, similar a la que ocurre en los suelos. A pesar de que el macizo rocoso fue caracterizado con un RQD =100%, nuevamente en esta escala de análisis este valor no es significativo. La relación  $H/e$  es de 30.0.

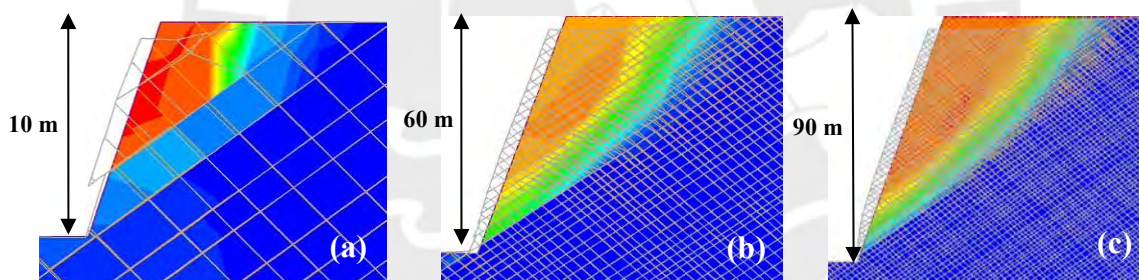


Figura 2-15: (a) Talud de 10 m de altura, (b) Talud de 60 m de altura, (c) Talud de 90 m de altura (Hammah *et al.*, 2009)

A partir de estos análisis, se puede indicar que el comportamiento del macizo rocoso está influenciado por la relación  $H/e$ . Mientras más grande es esta relación, el macizo rocoso está más cerca de presentar un mecanismo de rotura circular, tal como se produce en los taludes en suelos.

## 2.4 CRITERIOS PARA CUANTIFICAR LOS EFECTOS DE ESCALA

En esta tesis se han agrupado los criterios para la cuantificación de los efectos de escala en macizos rocosos en seis grupos, los cuales son descritos en los siguientes apartados.

### 2.4.1 CRITERIOS BASADOS EN ENSAYOS DE LABORATORIO

La influencia del efecto escala en laboratorio puede observarse a partir del ensayo de compresión simple considerando probetas de diferentes tamaños. Generalmente las

muestras de laboratorio seleccionadas para ejecutar este ensayo corresponden a bloques de roca intacta, las cuales no incluyen las estructuras que afectan la resistencia del macizo rocoso.

Hudson y Harrison (1996) observaron que la resistencia de probetas de roca disminuye a medida se incrementa su tamaño, manteniendo la relación altura/diámetro constante. Este comportamiento es coherente con la relación empírica para escalar la resistencia no confinada en base a resultados de laboratorio propuesta por Hoek y Brown (1980).

Posteriormente, Yoshinaka *et al.* (2008) generalizó la formulación propuesta por Hoek y Brown (1980), incorporando datos de ensayos de laboratorio y resultados *in-situ* para un amplio rango de litologías, resistencias, tamaños y formas de la probeta. De este estudio se obtuvo como resultado que el valor del exponente  $k$ , el cual depende directamente de la presencia de microdefectos, teniendo un valor entre 0.1 y 0.3 para rocas homogéneas, y entre 0.3 y 0.9 para rocas alteradas. Ambas formulaciones se presentan en la Tabla 2-1.

Tabla 2-1: Relaciones de escala obtenidas con datos de laboratorio y pruebas *in-situ*

Referencia	Formulación
Hoek y Brown (1980)	$UWCCGG = UWCCGG_{50} \left( \frac{dd}{dd_{50}} \right)^{-0.18}$
Yoshinaka <i>et al.</i> (2008)	$UWCCGG_{dd} = UWCCGG_{d_0} \left( \frac{dd}{dd_0} \right)^{-k}$

Donde:

- UCS, UCS<sub>d</sub>: Resistencia a la compresión uniaxial a una escala determinada,
- UCS<sub>50</sub>, UCS<sub>d0</sub>: Resistencia a la compresión uniaxial de una probeta de un diámetro 50 mm y diámetro d<sub>0</sub> respectivamente,
- d<sub>50</sub>, d<sub>0</sub>: Diámetros de las probetas de prueba,
- k: exponente que depende de los microdefectos de la roca.

#### 2.4.2 CRITERIOS BASADOS EN CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS

Estos criterios consideran que la resistencia del macizo rocoso ( $\sigma_{cm}$ ) es calculada como el valor de la resistencia a la compresión uniaxial (UCS o  $\sigma_c$ ) multiplicada por un coeficiente definido en función de las clasificaciones geomecánicas, tales como el RMR, Q o RMi. En la Tabla 2-2 se presenta la recopilación de las principales relaciones disponibles en la literatura técnica especializada.

Tabla 2-2: Relaciones de escala obtenidas en función de la resistencia a la compresión uniaxial y de las clasificaciones geomecánicas (modificado de Zhang, 2009)

Referencia	Formulación
Yudhbir <i>et al.</i> (1983)	$\frac{\sigma_{e_{e_{e_{e_{e}}}}}}{\sigma_{e_e}} = e_e \frac{7.65(RRRRRR - 100)}{100}$
Laubscher (1984), Singh y Goel (1999)	$\frac{\sigma_{e_{e_{e_{e_{e}}}}}}{\sigma_{e_e}} = e_e \frac{RRRRR - e_{e_{e_{e_{e_{e}}}}} - e(\sigma_{e_e})}{106}$
Ramamurthy <i>et al.</i> (1985), Ramamurthy (1996)	$\frac{\sigma_{e_{e_{e_{e_{e}}}}}}{\sigma_{e_e}} = e_e \frac{7.65(RRRRRR - 100)}{18.75}$
Trueman (1988), Asef <i>et al.</i> (2000)	$\sigma_{e_{e_{e_{e_{e}}}}} = 0.5e_e^{0.06RRRRR}$
Kalamaris y Bieniawski (1995)	$\frac{\sigma_{e_{e_{e_{e_{e}}}}}}{\sigma_{e_e}} = e_e \frac{RRRRR - 100}{24}$
Hoek <i>et al.</i> (2002)	$\frac{\sigma_{e_{e_{e_{e_{e}}}}}}{\sigma_{e_e}} = e_e \frac{GGGGG - 100}{9 - 3DD} \frac{1}{2} + \frac{1}{6} e_e^{15 - e_e^3}$
Bhasin y Grimstad (1996), Singh y Goel (1999)	$\sigma_{e_{e_{e_{e_{e}}}}} = 7\gamma\gamma \frac{\sigma_{e_e}}{100} Q Q^{1/3}$
Sheorey (1997)	$\frac{\sigma_{e_{e_{e_{e_{e}}}}}}{\sigma_{e_e}} = e_e \frac{RRRRR - 100}{20}$
Aydan y Dalgic (1998)	$\frac{\sigma_{e_{e_{e_{e_{e}}}}}}{\sigma_{e_e}} = \frac{RRRRR}{RRRRR + 6(100 - RRRRR)}$
Barton (2002)	$\sigma_{e_{e_{e_{e_{e}}}}} = 5\gamma\gamma \frac{Q Q \sigma_{e_e}}{100}$
Singh <i>et al.</i> (1997)	$\sigma_{e_{e_{e_{e_{e}}}}} = 7\gamma\gamma Q Q^{1/3}$
Palmstrøm (1996)	$RRRRee = \sigma_{e_{e_{e_{e_{e}}}}} J J_{ee}$

Donde:

- $\sigma_{cm}$ : Resistencia a la compresión del macizo rocoso,
- $\sigma_c$  o  $\sigma_{ci}$ : Resistencia a la compresión de la roca intacta,
- RMR: Rock Mass Rating (Bieniawski, 1976, 1989),
- GSI: Índice de Resistencia Geológica (Hoek, 1994; Hoek *et al.*, 1995),
- Q: Índice Q (Barton *et al.*, 1974),
- D: Factor que depende del grado de disturbancia por efectos de voladuras y relajación de tensiones,
- RMi: Rock Mass Index (Palmstrøm, 1996),
- $J_p$ : Parámetro de discontinuidades,
- $\gamma$ : Peso unitario del macizo rocoso en  $g/cm^3$ .

### 2.4.3 CRITERIOS BASADOS EN LA RELACIÓN W/H O ANCHO/ALTURA

El efecto de la reducción de la resistencia del macizo rocoso al incrementar la escala de análisis se evidencia en el proceso de diseño de pilares de roca en minería subterránea. La reducción de la resistencia del macizo rocoso es función del ancho del pilar (W) y de su altura (H). En la Tabla 2-3 se presenta el resumen de las principales relaciones empíricas encontradas en la literatura técnica, las cuales también son denominadas relaciones “efecto-tamaño”.

Tabla 2-3: Relaciones de escala obtenidas para el estudio de la resistencia de pilares en roca (modificado de Yrarrazaval, 2013)

Referencia	Formulación	Tipo de roca
Ober y Duval (1967)	$GG = G_0 \left( 0.78 + 0.22 \frac{W}{H} \right)$	Carbón
Salamón y Munro (1967)	$GG = 9.115 \frac{W^{0.46}}{H^{0.66}}$	Carbón
Bieniawski (1968)	$GG = G_0 \left( 0.64 + 0.36 \frac{W}{H} \right)$	Carbón
Hedley y Grant (1972)	$GG = 0.578 \sigma_c \frac{W^{0.5}}{H^{0.75}}$	Cuarcita
Sheorey (1987)	$GG = 0.27 \sigma_c \frac{1}{H^{0.36}} + \frac{W}{160 H} \left( \frac{W}{H} - 1 \right)$	Carbón
Krauland y Soder (1987)	$GG = 0.354 G_0 \left( 0.78 + 0.22 \frac{W}{H} \right)$	Caliza
Sjoberg (1992)	$GG = 0.308 G_0 \left( 0.78 + 0.22 \frac{W}{H} \right)$	Caliza/skarn
Lunder (1994)	$GG = 0.44 G_0 (0.68 + 0.52kk)$ $kk = \tan^2 \alpha \cos^2 \phi \frac{1 - C_{eevv}}{1 + C_{eevv}}$ $C_{eevv} = 0.46 \frac{W}{H} + 0.75 \frac{W^{1.4}}{W^{1.4} H}$	Roca dura
Gonzales <i>et al.</i> (2006)	$GG = \sigma_c \frac{RMR - 100}{20} \frac{W^{0.5}}{H^{0.75}}$	Mármol

Donde:

- $S_0$ : Resistencia de un pilar cúbico de ancho unitario,
- $W$ : Ancho del pilar,
- $H$ : Altura del pilar,
- $S$ : Resistencia del pilar de ancho  $W$  y altura  $H$ ,
- $\sigma_c$ : Resistencia a la compresión de la roca intacta,
- RMR: Rock Mass Rating (Bieniawski, 1976, 1989),
- $K, C_{pav}$ : Parámetros de cálculo definidos por Lunder (1994).

#### 2.4.4 CRITERIOS BASADOS EN LA RELACIÓN E/D O ESPACIAMIENTO ENTRE FRACTURAS/DIMENSIÓN DE INGENIERÍA

Tal como se ha presentado en el apartado 2.3 y en la hipótesis de esta tesis, la relación entre el espaciamiento promedio entre fracturas ( $e$ ) y las dimensiones del macizo rocoso evaluado o “dimensión de ingeniería” (altura del talud, diámetro del túnel, etc.) es un parámetro fundamental, que permite realizar el escalamiento de la resistencia desde los bloques de roca intacta hasta la escala del macizo rocoso. En la Tabla 2-4 se presentan resumidamente los criterios que tienen en cuenta esta relación.

Tabla 2-4: Relaciones de escala obtenidas en función de la relación entre el espaciamiento entre fracturas y las dimensiones del macizo rocoso evaluado

Referencia	Formulación
Protodyakonov (1962)	$q_{aa} = UUCGG \frac{D^D}{S^e} + 1$
Hendron y Aiyer (1972)	$\frac{\sigma_{eee}}{\sigma_0} = 1 - 0.08 \frac{B^B}{G}$

Donde:

- $q_u, \sigma_{ci}$ : Resistencia a la compresión del macizo rocoso,
- UCS,  $\sigma_0$ : Resistencia a la compresión simple de la roca intacta,
- D: Dimensión característica del macizo rocoso,
- S: Espaciamiento entre fracturas,
- M: Parámetro que depende de UCS,
- B: Radio del túnel.

## 2.4.5 CRITERIOS BASADOS EN LA REDUCCIÓN DEL ÍNDICE GSI

La modificación del índice GSI en función de la escala de análisis del macizo rocoso es un problema que ha sido identificado en estudios previos, por ejemplo, Liao y Hencher (1997), Mostyn y Douglas (2000), Cundall *et al.* (2008), Hoek *et al.* (2013), Elmo *et al.* (2016), Sonmez *et al.* (2021), entre otros.

Los criterios basados en la reducción del índice GSI, a su vez pueden subdividirse en dos grupos:

### 2.4.5.1 REDUCCIÓN CUALITATIVA DEL GSI

Estos criterios son los más simples y son los que más se observan en la práctica ingenieril (aproximadamente en un 90% de casos), consisten en aplicar un coeficiente de reducción subjetivo en el valor del GSI para representar los efectos de escala asociados. Aunque estas consideraciones no se encuentran documentadas en alguna publicación científica, se ha observado que se aplican los siguientes criterios de reducción del GSI:

- Reducir el valor del GSI en 10 puntos
- Reducir el valor del GSI en una categoría referente a la estructura del macizo rocoso. Por ejemplo, pasar de una clasificación del tipo “*blocky*” a una clasificación del tipo “*very blocky*”.

Si bien es cierto, estos criterios son simples, e intentan cuantificar la reducción del GSI para considerar los efectos de escala, su aplicación es muy subjetiva, ya que no considera la relación entre el espaciamiento y las dimensiones de la estructura analizada.

Por otro lado, en los ábacos para el cálculo del GSI, se suelen incorporar algunas recomendaciones respecto a la relación entre el tamaño del bloque y las dimensiones de la excavación. Por ejemplo, Hoek *et al.* (1998) solamente indica que para aplicar el criterio de Hoek-Brown el tamaño del bloque individual debe ser pequeño comparado con el tamaño de la excavación bajo consideración, Marinos y Hoek (2000) indican que

no se debe aplicar el criterio de Hoek-Brown en el caso de roturas con control estructural, Hoek y Karzulovic (2000) indican que el tamaño de bloque individual debe ser menor que un cuarto del tamaño de la excavación, por lo tanto, el criterio es aplicable cuando la relación H/e es mayor que 4, Schlofeld y Carter (2018) consideran que el criterio de Hoek-Brown puede usarse cuando el tamaño del bloque es menor que un tercio del tamaño de la excavación, es decir relaciones H/e mayores que 3.

#### 2.4.5.2 REDUCCIÓN CUANTITATIVA DEL GSI

En la literatura técnica especializada no se han encontrado formulaciones que consideren directamente la reducción del GSI para cuantificar los efectos de escala. La formulación propuesta en esta tesis pertenece en esta categoría.

Recientemente, Sonmez *et al.* (2021) ha publicado una formulación que propone reducir el parámetro SR (*Structure Ratio*) en función de la escala de análisis. El parámetro SR permite cuantificar la estructura del macizo rocoso en la formulación para el cálculo del GSI de Sonmez y Ulusay (1999, 2002), por lo que la aplicación de un factor de reducción en este parámetro equivale a reducir el valor del GSI.

Otra similitud observada entre el criterio de Sonmez *et al.* (2021) y la formulación presentada en esta tesis, es que en ambos casos se considera la influencia de la “dimensión de ingeniería”, la cual en el caso de esta tesis se limita a considerar la altura del talud. La propuesta de Sonmez *et al.* (2021) para el cálculo del SR escalado se presenta en la Ecuación 2.6.

$$GRR = -17.5 \ln(e_{sf} K) + 80 \quad (2.6)$$

Donde  $s_f$  es el factor de escala, el cual se calcula en función de la dimensión de ingeniería ( $H_{sf}$ ) de acuerdo con la siguiente relación:

$$e_{sf} = \frac{H_{eff}}{100} \quad (2.7)$$

El valor de K (*Jointing Parameter*) representa la estructura del macizo rocoso, el cual puede calcularse en función de la cantidad de fracturas por metro cubico del macizo rocoso ( $J_v$ ), el espaciamiento entre fracturas (S), la densidad lineal de fracturas ( $\lambda$ ) o el volumen de bloque ( $V_b$ ), de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$K = J_v e_{sf} K = 3.3/G \quad (2.8)$$

$$K = 3.3 \lambda e_{sf} K = 3.3/V_b^{1/3} \quad (2.9)$$

La representación gráfica del criterio de Sonmez *et al.* (2021) se muestra en la Figura 2-16, en donde se presenta la definición de la “dimensión de ingeniería”  $H_{sf}$  para su aplicación en taludes, túneles o cimentaciones.

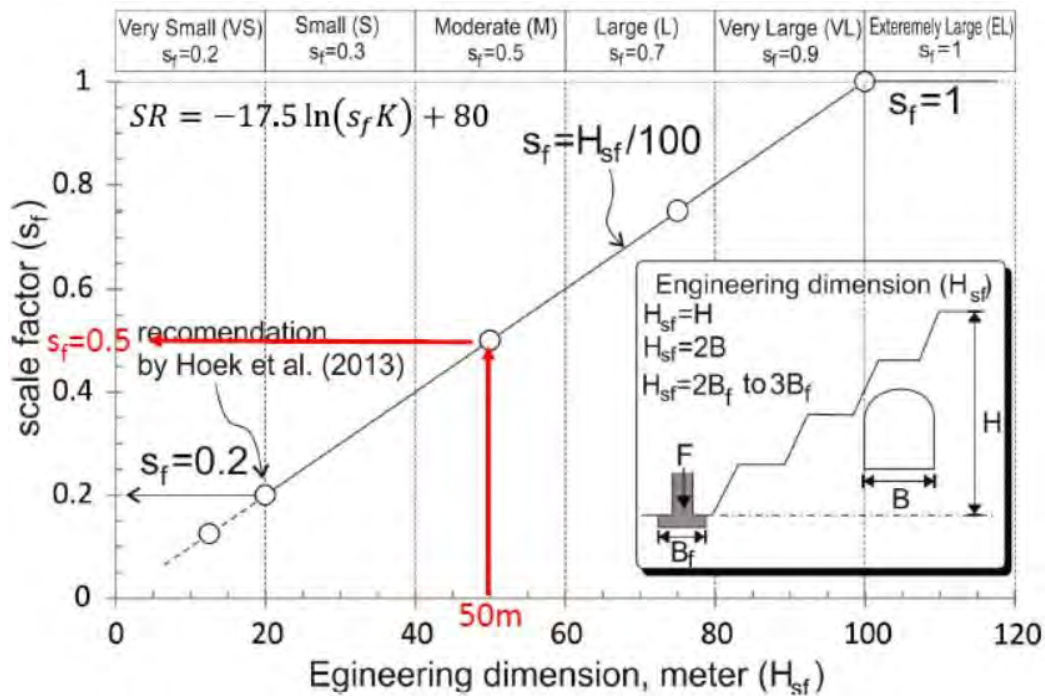


Figura 2-16: Abaco para el cálculo del factor de escala  $s_f$  en función de la dimensión de ingeniería, la cual es definida para el caso de taludes, túneles y cimentaciones (Sonmez *et al.*, 2021)

Este criterio no toma en consideración la reducción de la resistencia de las fracturas por efectos de la escala; por ejemplo, Barton y Bandis (1982, 1990) sugieren reducir los valores de JRC y JCS en función de la longitud de las fracturas. Sin embargo, esta formulación constituye un avance en la cuantificación de los efectos de escala teniendo en cuenta las dimensiones de las estructuras analizadas.

#### 2.4.6 CRITERIOS BASADOS EN MACIZOS ROCOSOS SINTÉTICOS

El modelo del macizo rocoso sintético intenta reproducir los efectos combinados de la fractura de la roca intacta y del movimiento a través de los planos de las fracturas. Los principales datos de entrada para la elaboración del modelo son las propiedades de la roca intacta, las propiedades de las estructuras y una red discreta de fracturas denominada DFN (Discrete Fracture Network).

Al definir explícitamente en el modelo los sistemas de fracturas, con una determinada orientación, espaciamiento y persistencia, además de definir sus respectivos parámetros de resistencia al corte, tanto de la roca intacta, como de las discontinuidades, se hace innecesario definir un valor de GSI para el macizo rocoso, ya que las condiciones de la estructura y de la condición de juntas están explícitamente indicadas en el modelo.

La Figura 2.17 presenta un esquema de las componentes que conforman el modelo del macizo rocoso sintético, y la Figura 2.18 ilustra un ejemplo de la representación de un macizo rocoso de un talud bidimensional.

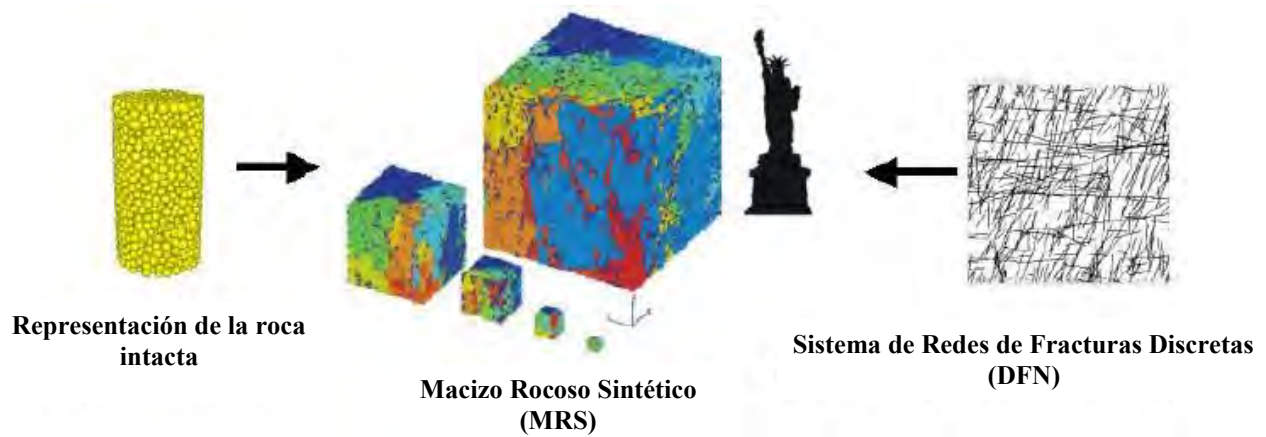


Figura 2-17: Generación del macizo rocoso sintético a partir de las propiedades de la roca intacta y del sistema de fracturamiento (Pierce *et al.*, 2009)

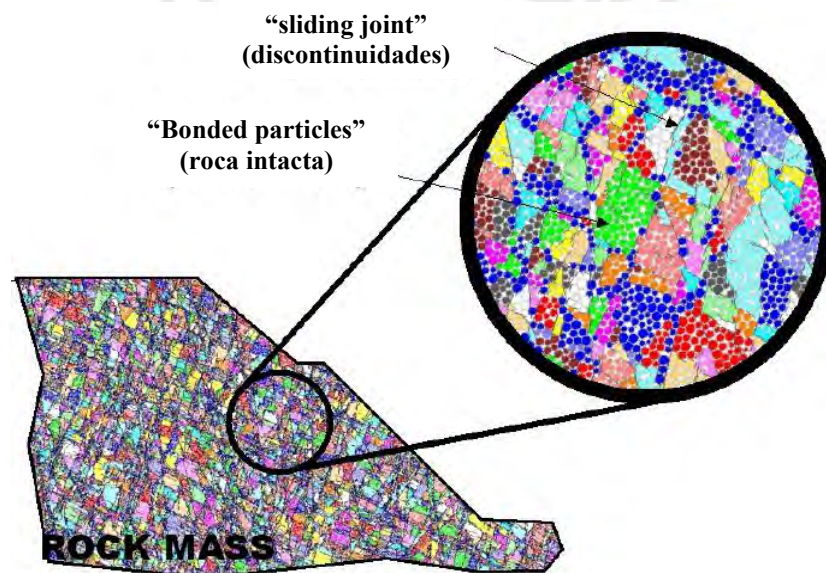


Figura 2-18: Bloques individuales formando un modelo bidimensional de Macizo Rocoso Sintético (Pierce *et al.*, 2009)

## 2.5 DESARROLLO Y EVOLUCIÓN DEL SISTEMA GSI

Luego de revisar la extensa información técnica disponible respecto a las adaptaciones o modificaciones del índice GSI, en la presente tesis se ha considerado agrupar las distintas versiones de los ábacos para el cálculo del GSI en tres grupos:

- **Línea original** – Comprende la línea de investigación llevada a cabo bajo la autoría, coautoría o supervisión de los desarrolladores del criterio original de Hoek-Brown. La cual se inició con las investigaciones de Hoek y Brown (1980), y cuya versión más reciente del ábaco es la presentada por Hoek *et al.* (2013).

- **Línea complementaria** – Comprende el desarrollo de nuevas versiones del ábaco de GSI realizadas por autores independientes. En estas investigaciones se suelen considerar una variedad de parámetros de entrada para evaluar el GSI, tales como  $J_{Cond89}$ , SCR, tamaño o volumen de bloque ( $V_b$ ), etc. Además de incluir formulaciones cuantitativas para el cálculo del GSI.
- **Aplicaciones específicas** – Comprende el desarrollo de ábacos de GSI para el estudio de un problema en específico, tales como el estudio de parámetros de resistencia residuales del macizo rocoso, definir sistemas de sostenimiento en túneles o el estudio de la excavabilidad de macizos rocosos con medios mecánicos.

En las Figuras 2-19, 2-20 y 2-21, se presentan esquemas en los que se indican las diferentes versiones del ábaco GSI considerando la clasificación mencionada anteriormente.



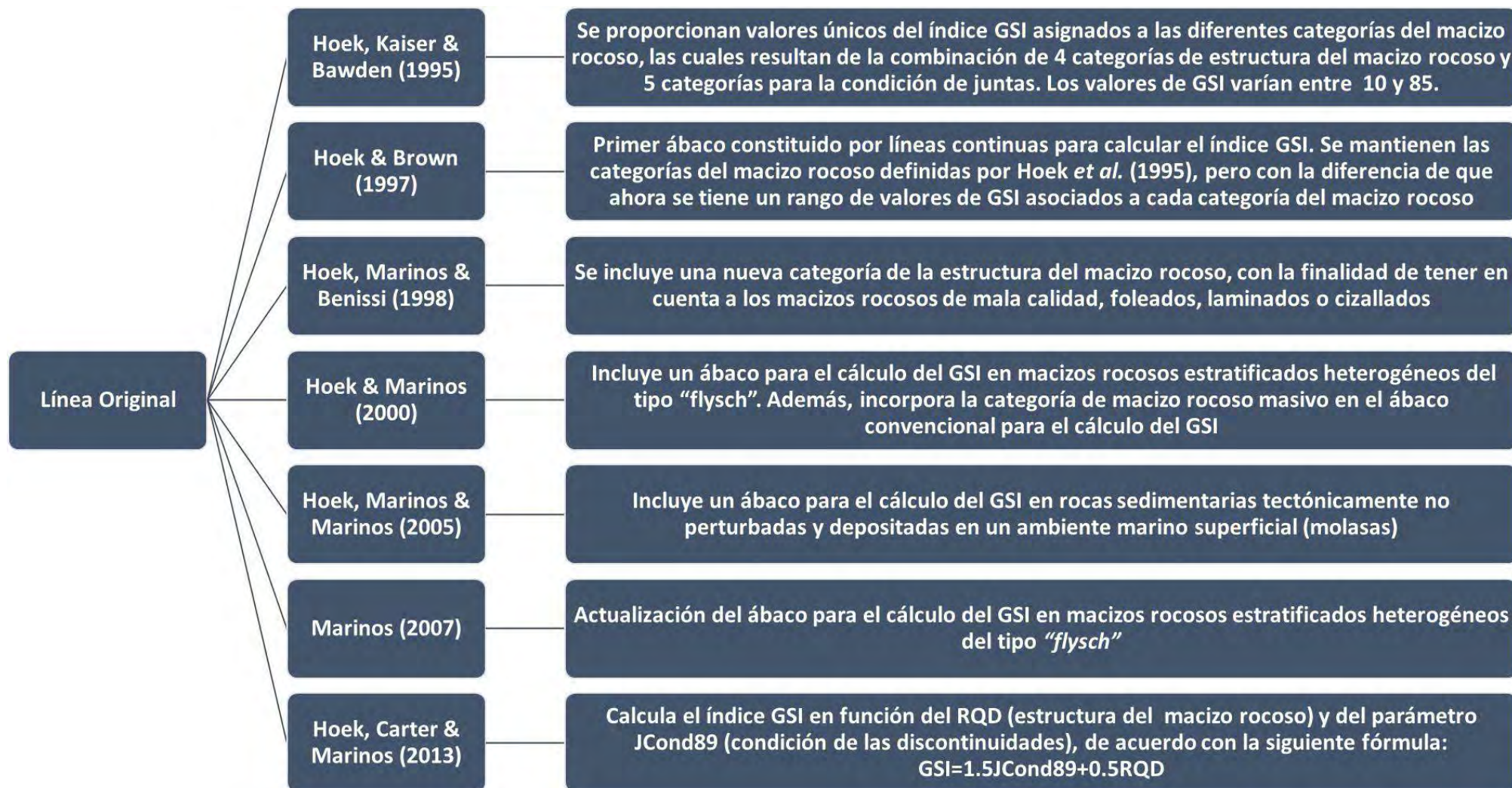


Figura 2-19: Resumen - línea de desarrollo original del índice GSI

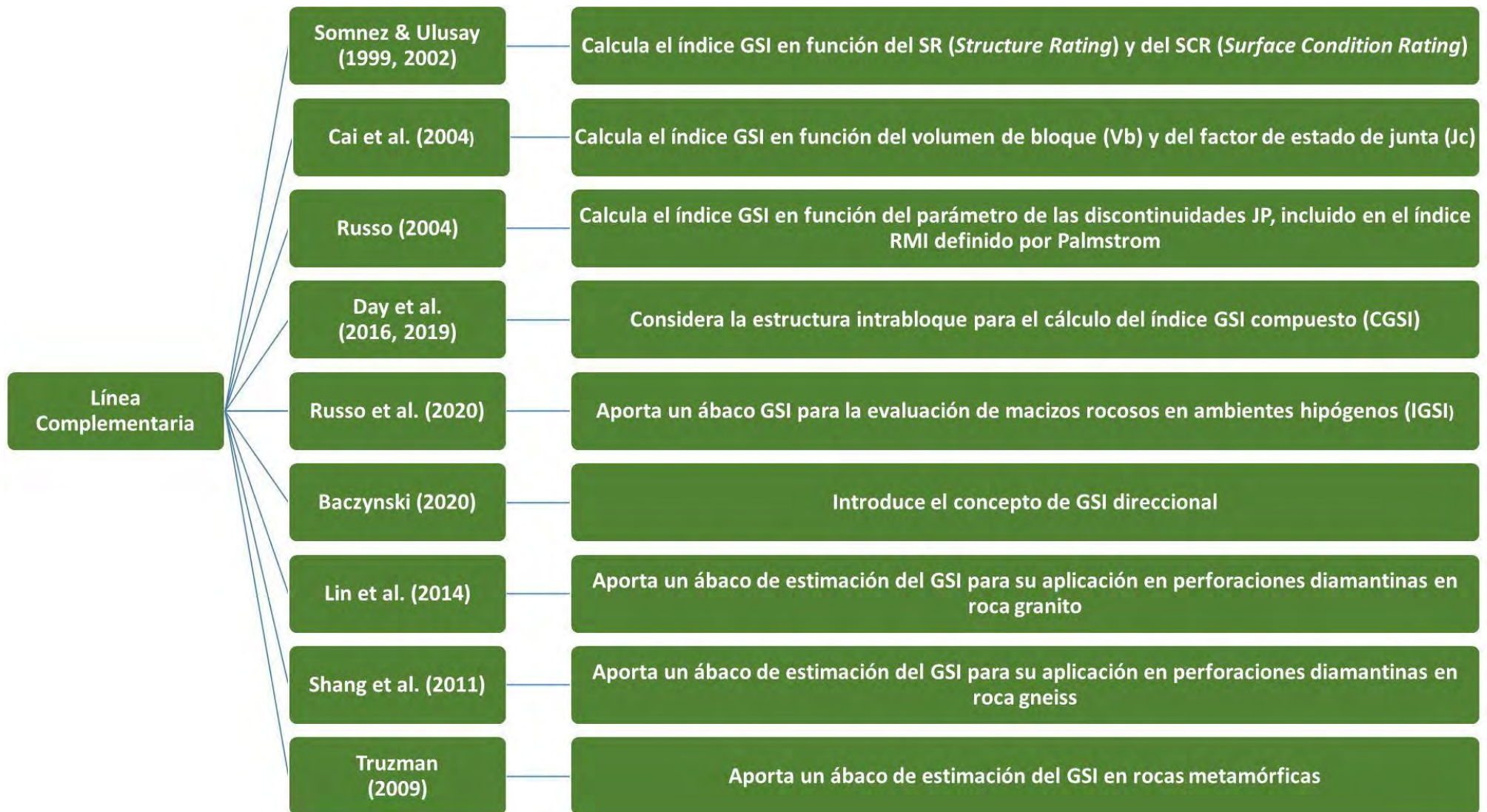


Figura 2-20: Resumen - línea de desarrollo complementaria del índice GSI

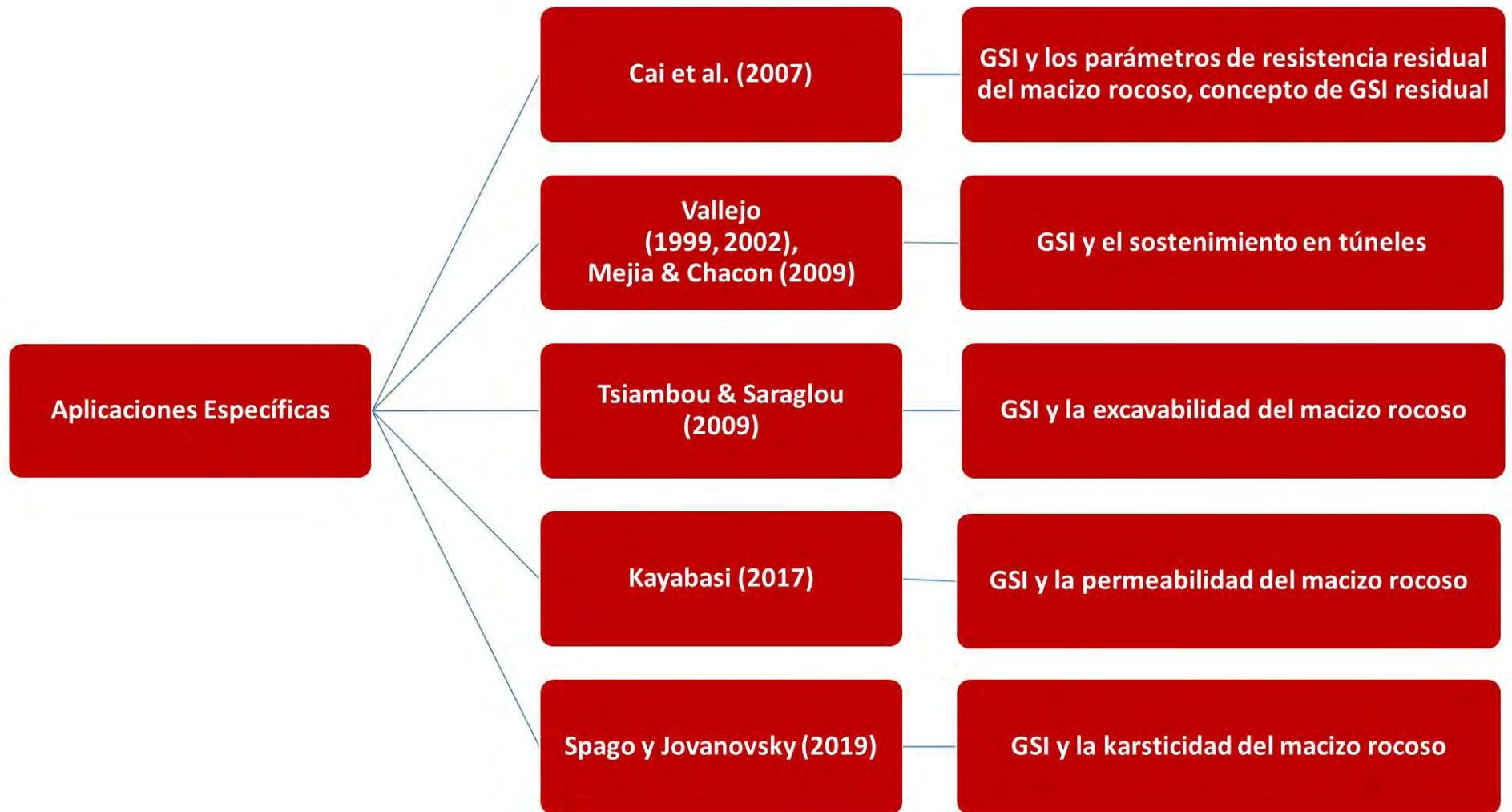


Figura 2-21: Resumen - línea de aplicaciones específicas del índice GSI

En los siguientes apartados se presenta la descripción de las investigaciones mencionadas anteriormente.

## 2.5.1 LÍNEA DE DESARROLLO ORIGINAL

La línea original de desarrollo del índice GSI ha sido definida como aquella iniciada por Hoek (1994) y Hoek *et al.* (1995), y seguida por Marinós y Hoek (2000), Hoek *et al.* (2013), entre otros investigadores, quienes además estudiaron macizos rocosos particulares, como el caso de los *flysch* o de las molasas. En los siguientes apartados se presentará una breve descripción y análisis de cada uno de los enfoques mencionados, iniciando con una revisión de los antecedentes en los que se indica de qué manera se tenían en cuenta las características del macizo rocoso en el criterio de rotura de Hoek-Brown antes de la aparición del sistema GSI. Un breve resumen del desarrollo del criterio de Hoek-Brown se presenta en Hoek y Marinós (2007) y en Rafiei y Cai (2022).

### 2.5.1.1 ANTECEDENTES

El criterio de rotura de Hoek-Brown ha sufrido varias modificaciones en su formulación desde que fue publicado en 1980, donde se proporcionaban valores representativos de las constantes  $m$  y  $s$  para determinados tipos de macizos rocosos.

Posteriormente, en la versión de 1988, se empezó a utilizar el valor de RMR como índice de calidad geomecánica del macizo rocoso, el cual posteriormente fue reemplazado por el GSI a partir de las publicaciones de Hoek (1994) y Hoek *et al.* (1995), lo cual se ha mantenido hasta las versiones más recientes del criterio de Hoek-Brown (Hoek *et al.*, 2002; Hoek y Brown, 2019).

#### ✓ Criterio de rotura original de Hoek-Brown (Hoek y Brown, 1980)

El criterio de rotura original de Hoek-Brown fue concebido originalmente para ser utilizado bajo condiciones de confinamiento alrededor de excavaciones subterráneas (Hoek y Brown, 1980). En esta versión del criterio se aporta un ábaco para obtener la relación  $m/m_i$  y el parámetro  $s$  en función de las clasificaciones geomecánicas RMR y Q. El ábaco mencionado, definido para la andesita de Panguna, se presenta en la Figura 2-22.

Los datos utilizados para definir la formulación original del criterio corresponden a muestras de roca de la mina Boungaville en Papua Nueva Guinea, principalmente andesitas muy resistentes de 270 MPa de resistencia a la compresión simple y con numerosas discontinuidades limpias, rugosas y sin relleno (Hoek y Brown, 1980).

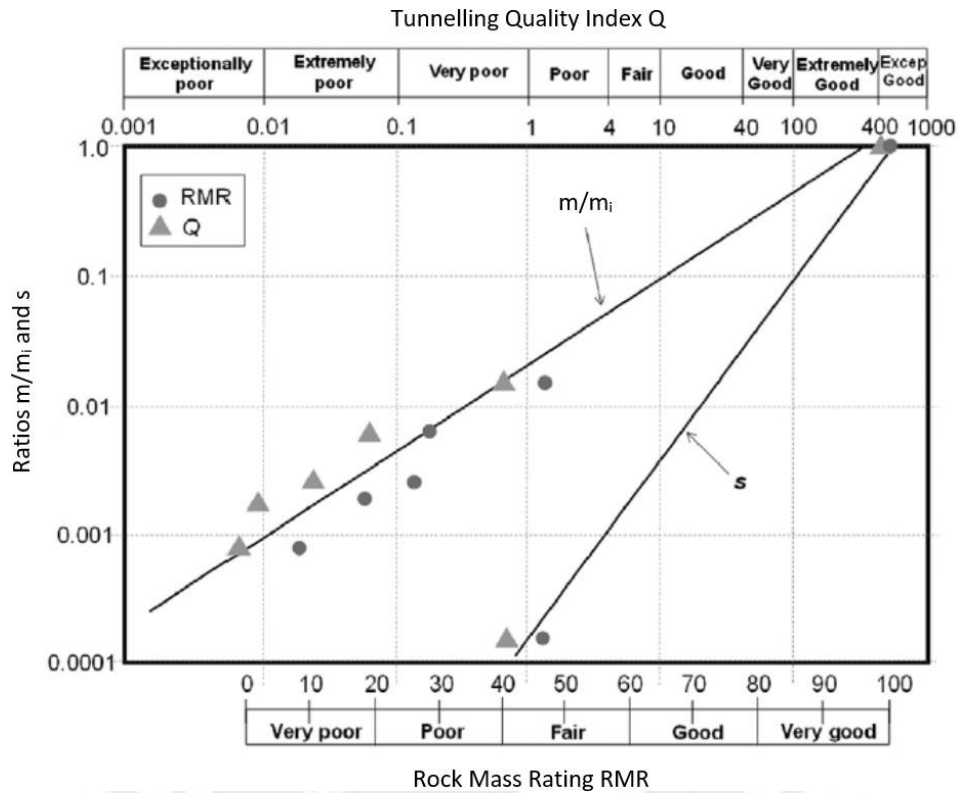


Figura 2-22: Relación de los índices RMR y Q con  $m/m_i$  y  $s$  para la andesita de Panguna (Hoek y Brown, 1980)

Donde:

- $m$  y  $s$  son constantes empíricas del macizo rocoso,
- $m_i$  es el valor de  $m$  definido para la roca intacta, el cual puede obtenerse a partir de ensayos triaxiales,
- RMR: Rock Mass Rating (Bieniawski, 1973, 1976, 1989),
- Q: Índice Q (Barton *et al.*, 1974).

El criterio original, sugerido para su aplicación en rocas duras, se basó en el supuesto de que la rotura del macizo rocoso es controlada por translación y rotación de bloques de roca individuales, separados por numerosas discontinuidades. Se consideró que la rotura de la roca intacta no tiene un rol significativo en el proceso de rotura global, y fue asumido también que la red de fracturas es caótica, así que no hay direcciones preferentes de rotura, por lo que el macizo rocoso puede tratarse como un medio isotrópico.

La formulación original del criterio de rotura de Hoek-Brown (1980) es la siguiente:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s} \quad (2.9)$$

Donde:

- $\sigma_1$  es la tensión principal mayor en la rotura,
- $\sigma_3$  es la tensión principal menor en la rotura,

- $\sigma_c$  es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta,
- $m$  y  $s$  son constantes empíricas de la roca.

Los inconvenientes de la formulación del criterio original de Hoek-Brown son los siguientes:

- Los datos utilizados para la definición del criterio corresponden a rocas duras, de elevada resistencia a la compresión simple, lo cual limita el uso del criterio. No es aplicable en rocas de resistencia media a pobre.
- En la presentación de los ábacos considera el uso de correlaciones geomecánicas entre RMR y Q. Como se ha mencionado, estos índices no consideran el efecto escala, además de considerar duplicidad de parámetros asociados a determinados puntajes.
- Considera que el macizo rocoso se comporta como bloques angulares de roca separados por discontinuidades y que la rotura se produce por translación y rotación de estos bloques, lo cual no es aplicable a rocas blandas o débiles.
- Su formulación se obtuvo para casos de confinamiento alrededor de excavaciones subterráneas, siendo limitado su uso en la evaluación de estabilidad de taludes o cimentaciones.

#### ✓ **El criterio de rotura de Hoek-Brown (Hoek, 1983)**

En esta revisión del criterio de rotura, se concluyó que uno de los mayores problemas identificados hasta ese momento había sido obtener la relación entre los parámetros no lineales  $m$  y  $s$  del criterio de rotura de Hoek-Brown, con los parámetros cohesión y fricción del criterio de Mohr-Coulomb, lo cual era necesario debido a que en aquellos años los programas de cómputo disponibles para el análisis de macizos rocosos estaban codificados solamente en términos de cohesión y fricción.

Las constantes empíricas del criterio de Hoek-Brown  $m$  y  $s$ , ambas adimensionales, son análogas al ángulo de fricción y a la cohesión que definen la envolvente de acuerdo con el criterio convencional de Mohr-Coulomb. Valores elevados de  $m$ , en el orden de 15 a 25, indican envolventes linealizadas con una alta inclinación en un estado de tensiones normales efectivas bajas, lo cual tiende a asociarse con rocas frágiles, como las rocas ígneas y metamórficas. Valores bajos de  $m$ , en el orden de 3 a 7, están asociadas a rocas dúctiles, tales como las rocas carbonatadas (Hoek, 1983).

La constante  $s$  es igual a 1 en el caso de la roca intacta, y presenta un valor mínimo de 0 en el caso de rocas intensamente fracturadas, en las cuales la resistencia a la tracción ha sido reducida a 0, y presenta cohesión nula cuando la tensión normal efectiva es 0.

Hoek (1983) concluye que el procedimiento para obtener parámetros lineales ( $c$  y  $\phi$ ) en función de parámetros no lineales ( $m$  y  $s$ ) se encuentra fuertemente influenciado por el nivel de tensiones en los que se está realizando la evaluación, debido a que la posición relativa de ambas envolventes de rotura cambia en función de las tensiones actuantes. Un estudio más detallado de los métodos de linealización de la envolvente de rotura de Hoek-Brown ha sido desarrollado por Puell *et al.* (2004), quien concluye que la metodología de linealización más adecuada consiste en equilibrar las áreas superiores e inferiores definidas por la intersección de la envolvente de Hoek-Brown y la envolvente linealizada. Sin embargo, debido al desarrollo de los programas de

cómputo, actualmente es posible definir directamente los parámetros que definen la envolvente no lineal de Hoek-Brown, de esta manera evitando los procesos de linealización.

Hoek (1983), aporta una tabla para evaluar los parámetros  $m$  y  $s$  en función de la descripción cualitativa del macizo rocoso (RMR, Q) y de sus características litológicas (Figura 2-23). Estos parámetros son evaluados considerando seis categorías para definir la estructura del macizo, y cinco categorías para definir la condición de las discontinuidades.

Empirical failure criterion $\sigma_1' = \sigma_3' + (m\sigma_c \sigma_3' + s\sigma_c^2)^{1/2}$ $\sigma_1'$ = major principal stress $\sigma_3'$ = minor principal stress $\sigma_c$ = uniaxial compressive strength of intact rock $m, s$ = empirical constants	Carbonate rocks with well developed crystal cleavage, e.g. dolomite, limestone and marble	Lithified argillaceous rocks, e.g. mudstone, siltstone, shale and slate (tested normal to cleavage)	Arenaceous rocks with strong crystals and poorly developed crystal cleavage, e.g. sandstone and quartzite	Fine grained polymineralic igneous crystalline rocks, e.g. andesite, dolerite, diabase and rhyolite	Coarse grained polymineralic igneous and metamorphic crystalline rocks, e.g. amphibolite, gabbro, gneiss, granite, norite and quartzdiorite
Intact rock samples Laboratory size samples free from pre-existing fractures Bieniawski, 1974b (CSIR)* rating 100 Barton <i>et al.</i> , 1974 (NGI)† rating 500	$m = 7$ $s = 1$	$m = 10$ $s = 1$	$m = 15$ $s = 1$	$m = 17$ $s = 1$	$m = 25$ $s = 1$
Very good quality rock mass Tightly interlocking undisturbed rock with rough unweathered joints spaced at 1 to 3 m Bieniawski, 1974b (CSIR) rating 85 Barton <i>et al.</i> , 1974 (NGI) rating 100	$m = 3.5$ $s = 0.1$	$m = 5$ $s = 0.1$	$m = 7.5$ $s = 0.1$	$m = 8.5$ $s = 0.1$	$m = 12.5$ $s = 0.1$
Good quality rock mass Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints spaced at 1 to 3 m Bieniawski, 1974b (CSIR) rating 65 Barton <i>et al.</i> , 1974 (NGI) rating 10	$m = 0.7$ $s = 0.004$	$m = 1$ $s = 0.004$	$m = 1.5$ $s = 0.004$	$m = 1.7$ $s = 0.004$	$m = 2.5$ $s = 0.004$
Fair quality rock mass Several sets of moderately weathered joints spaced at 0.3 to 1 m, disturbed Bieniawski, 1974b (CSIR) rating 44 Barton <i>et al.</i> , 1974 (NGI) rating 1	$m = 0.14$ $s = 0.0001$	$m = 0.20$ $s = 0.0001$	$m = 0.30$ $s = 0.0001$	$m = 0.34$ $s = 0.0001$	$m = 0.50$ $s = 0.0001$
Poor quality rock mass Numerous weathered joints at 30 to 500 mm with some gouge. Clean, compacted rockfill Bieniawski, 1974b (CSIR) rating 23 Barton <i>et al.</i> , 1974 (NGI) rating 0.1	$m = 0.04$ $s = 0.00001$	$m = 0.05$ $s = 0.00001$	$m = 0.08$ $s = 0.00001$	$m = 0.09$ $s = 0.00001$	$m = 0.13$ $s = 0.00001$
Very poor quality rock mass Numerous heavily weathered joints spaced at 50 mm with gouge. Waste rock Bieniawski, 1974b (CSIR) rating 3 Barton <i>et al.</i> , 1974 (NGI) rating 0.01	$m = 0.007$ $s = 0$	$m = 0.010$ $s = 0$	$m = 0.015$ $s = 0$	$m = 0.017$ $s = 0$	$m = 0.025$ $s = 0$

\* CSIR Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization.

† NGI Norway Geotechnical Institute.

Figura 2-23: Valores recomendados de  $m$  y  $s$  en función de las clasificaciones geomecánicas (Hoek y Brown, 1983)

Los inconvenientes observados en esta metodología son los siguientes:

- No es recomendable obtener parámetros lineales ( $c$  y  $\phi$ ) en función de parámetros no lineales ( $m$  y  $s$ ), debido a que la posición relativa de ambas envolventes de rotura cambia en función al rango de tensiones en los que se está realizando la evaluación. Actualmente, los programas de cómputo permiten incorporar directamente los parámetros que definen la envolvente de Hoek-Brown, por lo que el proceso de linealización para obtener valores de  $c$  y  $\phi$  ha quedado en desuso.
  - La descripción asociada a cada categoría de la columna de la izquierda de la Figura 2-23 está asociada a los índices RMR y Q, sin tomar en cuenta el efecto escala. Por ejemplo, el grupo de muy buena calidad, asociado a valores de RMR=85 y Q=100, indica que las discontinuidades están espaciadas de 1 a 3 m, y que el macizo está conformado por bloques no disturbados con juntas rugosas. Sin embargo, si la relación entre el espaciamiento de las fracturas y la altura del talud o dimensiones del túnel es pequeña, se estaría cometiendo un error al considerar directamente esos valores de RMR y Q, ya que estos tendrían que ser reducidos para tener en consideración el efecto de la escala de análisis. No se encuentran recomendaciones para realizar esta reducción de índices de calidad geomecánica.
- ✓ **Actualización del criterio de rotura de Hoek-Brown (Hoek y Brown, 1988)**

Hoek y Brown (1988) publicaron una actualización de su criterio de rotura, generalizando su aplicación para una variedad de problemas de ingeniería que involucran macizos rocosos, incluidos los análisis de estabilidad de taludes.

Sin embargo, debido a que el criterio original fue desarrollado para condiciones de confinamiento alrededor de excavaciones subterráneas, su aplicación en taludes proporciona resultados muy optimistas (Hoek y Brown, 1988). En consecuencia, en esta actualización se incluyó por primera vez el concepto de macizos rocosos disturbados y no disturbados, con la finalidad de proporcionar una formulación que considere reducir las propiedades del macizo rocoso cuando se encuentra cercano a la superficie. Esta formulación fue definida en función del índice RMR (Bieniawski, 1976, 1989).

Se recomendó que al evaluar el RMR<sub>76</sub>, se considere una puntuación de 10 para las condiciones hidrogeológicas (completamente seco), y no considerar la corrección por orientación de discontinuidades. Estas valoraciones deben ser ajustadas si se utilizan otras versiones del índice RMR, por ejemplo, considerar 15 puntos para condiciones hidrogeológicas en el RMR<sub>89</sub>.

Las relaciones presentadas en esta versión del criterio se presentan en las siguientes ecuaciones.

- **Macizo rocoso disturbado**

$$\frac{m}{m_i} = \exp\left(\frac{RMR - 100}{14}\right) \quad (2.11)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{6}\right) \quad (2.12)$$

- **Macizo rocoso no disturbado**

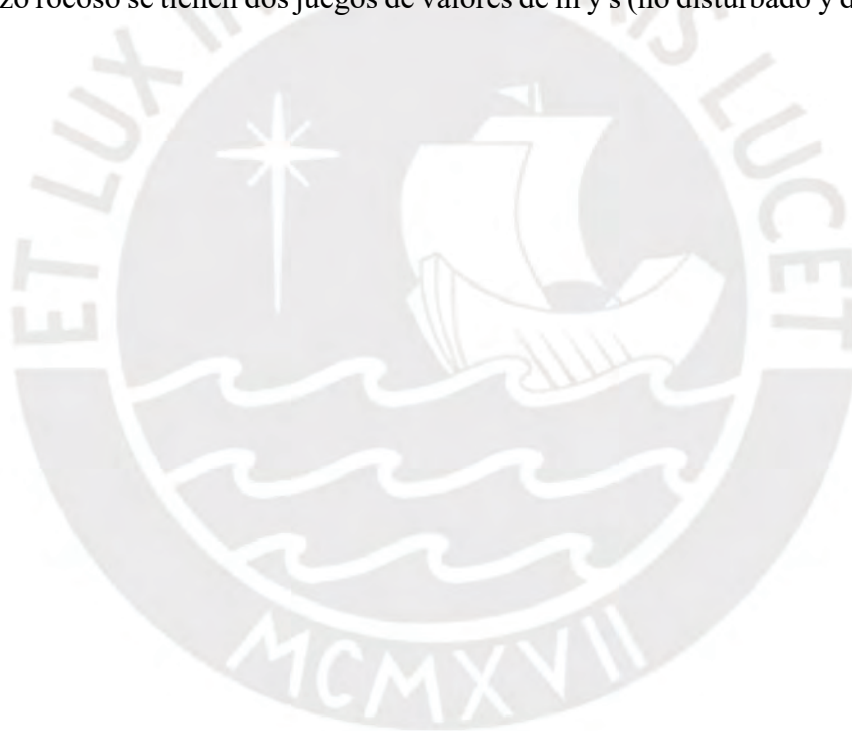
$$\frac{m}{m_i} = \exp\left(\frac{RMR-100}{28}\right) \quad (2.13)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR-100}{9}\right) \quad (2.14)$$

Donde:

- $m$  y  $s$  son constantes del macizo rocoso,
- $m_i$  es el valor de  $m$  definido para la roca intacta.

Esta actualización del criterio incluye un ábaco para la evaluación aproximada de  $m$  y  $s$  en macizos rocosos disturbados y no disturbados, el cual se presenta en la Figura 2-24. En este ábaco los valores de  $m$  y  $s$  indicados con letra cursiva corresponden a los macizos rocosos disturbados, por lo que para cada categoría del macizo rocoso se tienen dos juegos de valores de  $m$  y  $s$  (no disturbado y disturbado).



Approximate relationship between rock mass quality and material constants						
Disturbed rock mass $m$ and $s$ values			undisturbed rock mass $m$ and $s$			
EMPIRICAL FAILURE CRITERION  $\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma'_3 + s\sigma_c^2}$ $\sigma'_1$ = major principal effective stress $\sigma'_3$ = minor principal effective stress $\sigma_c$ = uniaxial compressive strength of intact rock, and $m$ and $s$ are empirical constants.		CARBONATE ROCKS WITH WELL DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE dolomite, limestone and marble	LITHIFIED ARGILLACEOUS ROCKS mudstone, siltstone, shale and slate (normal to cleavage)	ARENACEOUS ROCKS WITH STRONG CRYSTALS AND POORLY DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE sandstone and quartzite	FINE GRAINED POLYMINERALIC IGNEOUS CRYSTALLINE ROCKS andesite, dolerite, diabase and rhyolite	COARSE GRAINED POLYMINERALIC IGNEOUS & METAMORPHIC CRYSTALLINE ROCKS – amphibolite, gabbro, gneiss, granite, norite, quartz-diorite
INTACT ROCK SAMPLES Laboratory size specimens free from discontinuities CSIR rating: RMR = 100 NGI rating: Q = 500		$m$ 7.00 $s$ 1.00 $m$ 7.00 $s$ 1.00	$m$ 10.00 $s$ 1.00 $m$ 10.00 $s$ 1.00	$m$ 15.00 $s$ 1.00 $m$ 15.00 $s$ 1.00	$m$ 17.00 $s$ 1.00 $m$ 17.00 $s$ 1.00	$m$ 25.00 $s$ 1.00 $m$ 25.00 $s$ 1.00
VERY GOOD QUALITY ROCK MASS Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints at 1 to 3 m CSIR rating: RMR = 85 NGI rating: Q = 100		$m$ 2.40 $s$ 0.082 $m$ 4.10 $s$ 0.189	$m$ 3.43 $s$ 0.082 $m$ 5.85 $s$ 0.189	$m$ 5.14 $s$ 0.082 $m$ 8.78 $s$ 0.189	$m$ 5.82 $s$ 0.082 $m$ 9.95 $s$ 0.189	$m$ 8.56 $s$ 0.082 $m$ 14.63 $s$ 0.189
GOOD QUALITY ROCK MASS Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints at 1 to 3 m CSIR rating: RMR = 65 NGI rating: Q = 10		$m$ 0.575 $s$ 0.00293 $m$ 2.006 $s$ 0.0205	$m$ 0.821 $s$ 0.00293 $m$ 2.865 $s$ 0.0205	$m$ 1.231 $s$ 0.00293 $m$ 4.298 $s$ 0.0205	$m$ 1.395 $s$ 0.00293 $m$ 4.871 $s$ 0.0205	$m$ 2.052 $s$ 0.00293 $m$ 7.163 $s$ 0.0205
FAIR QUALITY ROCK MASS Several sets of moderately weathered joints spaced at 0.3 to 1 m CSIR rating: RMR = 44 NGI rating: Q = 1		$m$ 0.128 $s$ 0.00009 $m$ 0.947 $s$ 0.00198	$m$ 0.183 $s$ 0.00009 $m$ 1.353 $s$ 0.00198	$m$ 0.275 $s$ 0.00009 $m$ 2.030 $s$ 0.00198	$m$ 0.311 $s$ 0.00009 $m$ 2.301 $s$ 0.00198	$m$ 0.458 $s$ 0.00009 $m$ 3.383 $s$ 0.00198
POOR QUALITY ROCK MASS Numerous weathered joints at 30-500 mm, some gouge Clean compacted waste rock CSIR rating: RMR = 23 NGI rating: Q = 0.1		$m$ 0.029 $s$ 0.000003 $m$ 0.447 $s$ 0.00019	$m$ 0.041 $s$ 0.000003 $m$ 0.639 $s$ 0.00019	$m$ 0.061 $s$ 0.000003 $m$ 0.959 $s$ 0.00019	$m$ 0.069 $s$ 0.000003 $m$ 1.087 $s$ 0.00019	$m$ 0.102 $s$ 0.000003 $m$ 1.598 $s$ 0.00019
VERY POOR QUALITY ROCK MASS Numerous heavily weathered joints spaced >50 mm with gouge. Waste rock with fines CSIR rating: RMR = 3 NGI rating: Q = 0.01		$m$ 0.007 $s$ 0.0000001 $m$ 0.219 $s$ 0.00002	$m$ 0.010 $s$ 0.0000001 $m$ 0.313 $s$ 0.00002	$m$ 0.015 $s$ 0.0000001 $m$ 0.469 $s$ 0.00002	$m$ 0.017 $s$ 0.0000001 $m$ 0.532 $s$ 0.00002	$m$ 0.025 $s$ 0.0000001 $m$ 0.782 $s$ 0.00002

Figura 2-24: Valores recomendados de  $m$  y  $s$  para macizos rocosos disturbados y no disturbados en función de las clasificaciones geomecánicas (Hoek y Brown, 1988)

Donde:

- $m$  y  $s$  corresponde a las constantes del macizo rocoso no disturbado,
- $m$  y  $s$  corresponde a las constantes del *macizo rocoso disturbado*.

Los inconvenientes de esta actualización del criterio son los siguientes:

- Se mantienen los problemas inherentes al utilizar el índice RMR, como son la duplicidad de parámetros.

- La reducción de parámetros para el caso de macizos rocosos no disturbados es arbitraria, además no hay recomendaciones sobre la profundidad de la zona que resulta afectada por la disturbación.
- Los valores de resistencia a la tracción son elevados.
- Aún hay inconvenientes respecto a la inclusión del efecto escala en los análisis.

✓ **Modificación del criterio de rotura de Hoek-Brown (Hoek *et al.*, 1992)**

Hoek *et al.* (1992) presentaron una modificación del criterio de rotura de Hoek - Brown, en la cual se ha extendido su aplicación a macizos rocosos de muy mala calidad, los cuales difieren considerablemente de los macizos rocosos resistentes separados por discontinuidades sobre los cuales se desarrolló el criterio original en 1980.

En particular, se observó que la resistencia a la tracción calculada con el criterio original era demasiado optimista y su cálculo necesitaba ser revisado (Hoek *et al.*, 1992).

Se incluyó en la formulación un nuevo parámetro denominado “a” que produce un cambio en la curvatura de la envolvente de rotura, particularmente en rangos de tensiones normales muy bajas. Básicamente, el criterio modificado induce a que la resistencia a la tracción del macizo rocoso sea nula. En esta versión del criterio de dejo de considerar al índice RMR como indicador de la calidad geomecánica del macizo rocoso, incluyendo en su lugar directamente recomendaciones de los valores  $m_b/m_i$  y a para cada categoría del macizo rocoso.

La formulación de la actualización del criterio es la siguiente:

$$\sigma_1' = \sigma_1' + \sigma_3' \left[ \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} \right]^a \left[ \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} \right]^{bb} \left[ \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} \right]^{ee} \quad (2.15)$$

Donde:

- $\sigma_1'$  y  $\sigma_3'$  son las tensiones principales efectivas mayor y menor en el momento de la rotura,
- $\sigma_c$  es la resistencia a la compresión simple de la roca matriz,
- $m_b$  y a son constantes que dependen de la condición del macizo rocoso fracturado.

En la Figura 2-25 se presenta el ábaco utilizado para evaluar los parámetros  $m_b/m_i$  y a que definen la forma de la envolvente de rotura no lineal. En este ábaco, por primera vez se incluye la descripción de las condiciones de juntas que han sido utilizados en las versiones más modernas de los ábacos para el cálculo del GSI: *very good, good, fair, poor y very poor*.

Se observa que las categorías correspondientes a las combinaciones “*crushed, blocky/seamy - very good surface*” y “*blocky, very blocky - very poor surface*” no han sido consideradas debido a que es poco probable encontrar estas combinaciones

en los macizos rocosos, o no cumplen las condiciones para la aplicación del criterio de Hoek-Brown.





<b>MODIFIED HOEK-BROWN FAILURE CRITERION</b>		<b>STRUCTURE</b>	<b>SURFACE CONDITION</b>	VERY GOOD Unweathered, discontinuous, very tight aperture, very rough surface, no infilling	GOOD Slightly weathered, continuous, tight aperture, rough surface, iron staining to no infilling	FAIR Moderately weathered, continuous, extremely narrow, smooth surfaces, hard infilling	POOR Highly weathered, continuous, very narrow, polished / slickensided surfaces, hard infilling	VERY POOR Highly weathered, continuous, narrow polished / slickensided surfaces, soft infilling
$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} \right)^a$ <p><math>\sigma'_1</math> = major principal effective stress at failure  <math>\sigma'_3</math> = minor principal effective stress at failure  <math>\sigma_c</math> = uniaxial compressive strength of <i>intact</i> pieces in the rock mass</p> <p><math>m_b</math> and <math>a</math> are constants which depend on the condition of the rock mass</p>								
	BLOCKY - well interlocked, undisturbed rock mass; large to very large block size	$m_b / m_i$ $a$	0.7 0.3	0.5 0.35	0.3 0.4	0.1 0.45		
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed rock mass; medium block size	$m_b / m_i$ $a$	0.3 0.4	0.2 0.45	0.1 0.5	0.04 0.5		
	BLOCKY / SEAMY - folded and faulted, many intersecting joints; small blocks	$m_b / m_i$ $a$		0.08 0.5	0.04 0.5	0.01 0.55	0.04 0.6	
	CRUSHED - poorly interlocked, highly broken rock mass; very small blocks	$m_b / m_i$ $a$		0.03 0.5	0.015 0.55	0.003 0.6	0.001 0.65	

Figura 2-25: Valores de “ $m_b/m_i$ ” y “ $a$ ” en función de la estructura del macizo rocoso y de la condición de las discontinuidades (Hoek *et al.*, 1992)

Los inconvenientes de esta actualización son los siguientes:

- El parámetro “ $a$ ” no tiene una formulación matemática, se obtiene del ábaco presentado, el cual es general para cada categoría definida de los macizos rocosos.
- Persisten los inconvenientes respecto a la inclusión del efecto escala en los análisis.

### 2.5.1.2 ÍNDICE GSI (HOEK, 1994 Y HOEK, KAISER Y BAWDEN, 1995)

Hoek (1994) y Hoek *et al.* (1995) introducen por primera vez en las ecuaciones del criterio de rotura el concepto del índice GSI en reemplazo del RMR, debido a que era evidente la dificultad de evaluar el RMR en rocas de mala y muy mala calidad geomecánica, además la relación entre los parámetros  $m$  y  $s$  y el RMR en estos rangos tan bajos no es lineal. Debido a estas dificultades, se tuvo la necesidad de considerar un sistema de clasificación

basado más en las observaciones geológicas de campo que en “números”, surgiendo de esta manera el índice GSI.

La versión del criterio modificado de Hoek-Brown (Hoek *et al.*, 1992) era muy conservadora para el caso de macizos rocosos de buena calidad, por lo que se publicó una versión generalizada de las ecuaciones del criterio de rotura considerando como punto de cambio un valor del GSI aproximadamente de 25. Es decir, para macizos rocosos de calidad regular a muy buena las ecuaciones originales del criterio de Hoek-Brown son utilizadas, y para el caso de macizos rocosos de mala y muy mala calidad, se utilizarían las ecuaciones del criterio de rotura modificado (Hoek *et al.*, 1992).

La idea de macizo disturbado y no disturbado presente en versiones anteriores del criterio fue dejada de lado. Anteriormente, la clasificación “disturbada” se consideró simplemente reduciendo la resistencia equivalente a una columna, lo cual es muy arbitrario, por este motivo se ha permitido que el usuario decida que tanto reducir el GSI de acuerdo a su criterio propio o experiencia.

Los autores incluyen la primera versión del ábaco para asociar referencialmente los parámetros del criterio de rotura de Hoek-Brown y los valores del índice GSI (Figura 2-26), la cual corresponde únicamente a macizos rocosos no disturbados. Para utilizar este ábaco, de manera visual se debe calificar la condición de las discontinuidades del macizo rocoso (*very good, good, fair, poor, very poor*) y definir su estructura (*blocky, very blocky, blocky/seamy, crushed*), como resultado de combinar ambos parámetros se obtienen 20 categorías de macizo rocoso, cada uno de los cuales presenta un valor de GSI definido, el cual varía entre 10 y 85.

Respecto a esta versión del ábaco se tienen los siguientes comentarios:

- Para cada clasificación del macizo rocoso se indica un valor único de GSI, lo cual no es representativo, ya que es más adecuado presentar un rango dentro de cada clasificación que nos permita interpolar los valores de GSI.
- La reducción del GSI debido a efectos de la disturbancia del macizo rocoso es muy subjetiva, no se indican recomendaciones al respecto.
- No es aplicable en macizos rocosos con matriz blanda, ya que el criterio considera que la rotura ocurre por rotación y traslación de bloques interconectados que conforman el macizo rocoso.
- No considera parámetros para el análisis de la roca intacta, correspondiente a valores teóricos de  $GSI=100$ .
- No hay recomendaciones respecto a la inclusión de la escala de análisis en las evaluaciones.





GENERALISED HOEK-BROWN CRITERION		STRUCTURE	SURFACE CONDITION	VERY GOOD Very rough, unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered or altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings containing angular rock fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left( m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$ <p> <math>\sigma_1'</math> = major principal effective stress at failure  <math>\sigma_3'</math> = minor principal effective stress at failure  <math>\sigma_c</math> = uniaxial compressive strength of <i>intact</i> pieces of rock  <math>m_b</math>, <math>s</math> and <math>a</math> are constants which depend on the composition, structure and surface conditions of the rock mass </p>								
	BLOCKY - very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets	$m_b/m_i$ $s$ $a$ $E_m$ $\nu$ $GSI$	0.60 0.190 0.5 75,000 0.2 85	0.40 0.062 0.5 40,000 0.2 75	0.26 0.015 0.5 20,000 0.25 62	0.16 0.003 0.5 9,000 0.25 48	0.08 0.0004 0.5 3,000 0.25 34	
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed rock mass with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets	$m_b/m_i$ $s$ $a$ $E_m$ $\nu$ $GSI$	0.40 0.062 0.5 40,000 0.2 75	0.29 0.021 0.5 24,000 0.25 65	0.16 0.003 0.5 9,000 0.25 48	0.11 0.001 0.5 5,000 0.25 38	0.07 0 0.53 2,500 0.3 25	
	BLOCKY/SEAMY - folded and faulted with many intersecting discontinuities forming angular blocks	$m_b/m_i$ $s$ $a$ $E_m$ $\nu$ $GSI$	0.24 0.012 0.5 18,000 0.25 60	0.17 0.004 0.5 10,000 0.25 50	0.12 0.001 0.5 6,000 0.25 40	0.08 0 0.5 3,000 0.3 30	0.06 0 0.55 2,000 0.3 20	
	CRUSHED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded blocks	$m_b/m_i$ $s$ $a$ $E_m$ $\nu$ $GSI$	0.17 0.004 0.5 10,000 0.25 50	0.12 0.001 0.5 6,000 0.25 40	0.08 0 0.5 3,000 0.3 30	0.06 0 0.55 2,000 0.3 20	0.04 0 0.60 1,000 0.3 10	

Figura 2-26: Definición del índice GSI en función de la estructura del macizo rocoso y de la condición de las discontinuidades (Hoek, (1994), Hoek *et al.* (1995))

### 2.5.1.3 ÍNDICE GSI (HOEK Y BROWN, 1997)

Hoek y Brown (1997), con base en los trabajos de Hoek (1994) y Hoek *et al.* (1995), elaboraron un ábaco de doble entrada para estimar cualitativamente el índice GSI. En esta versión el término *blocky/seamy* ha sido reemplazado por la denominación *blocky/disturbed*, el cual refleja con más precisión el grado de fracturamiento o plegamiento que ha sufrido el macizo rocoso, de la misma manera se cambió la clasificación *crushed* por *disintegrated* (Figura 2-27). Por lo tanto, en este ábaco se definen cuatro categorías para representar la estructura del macizo rocoso: *blocky*, *very blocky*, *blocky/disturbed* y *disintegrated*. Para representar las discontinuidades se tienen

las categorías: *very good*, *good*, *fair*, *poor* y *very poor*, las cuales son las mismas que en la versión de Hoek *et al.* (1995).

A diferencia de lo presentado en el ábaco de Hoek (1994) y Hoek *et al.* (1995), en esta versión para cada categoría del macizo rocoso se tiene un rango de valores de GSI, el cual depende de la subjetividad del evaluador del macizo rocoso y es representado por una serie de líneas diagonales continuas. Debido a la subjetividad de la evaluación cualitativa, no se recomienda tratar de obtener un único valor de GSI, por ejemplo, es más realista indicar un rango de GSI entre 36 y 42, que indicar un único valor de 38 puntos (Hoek y Brown, 1997).

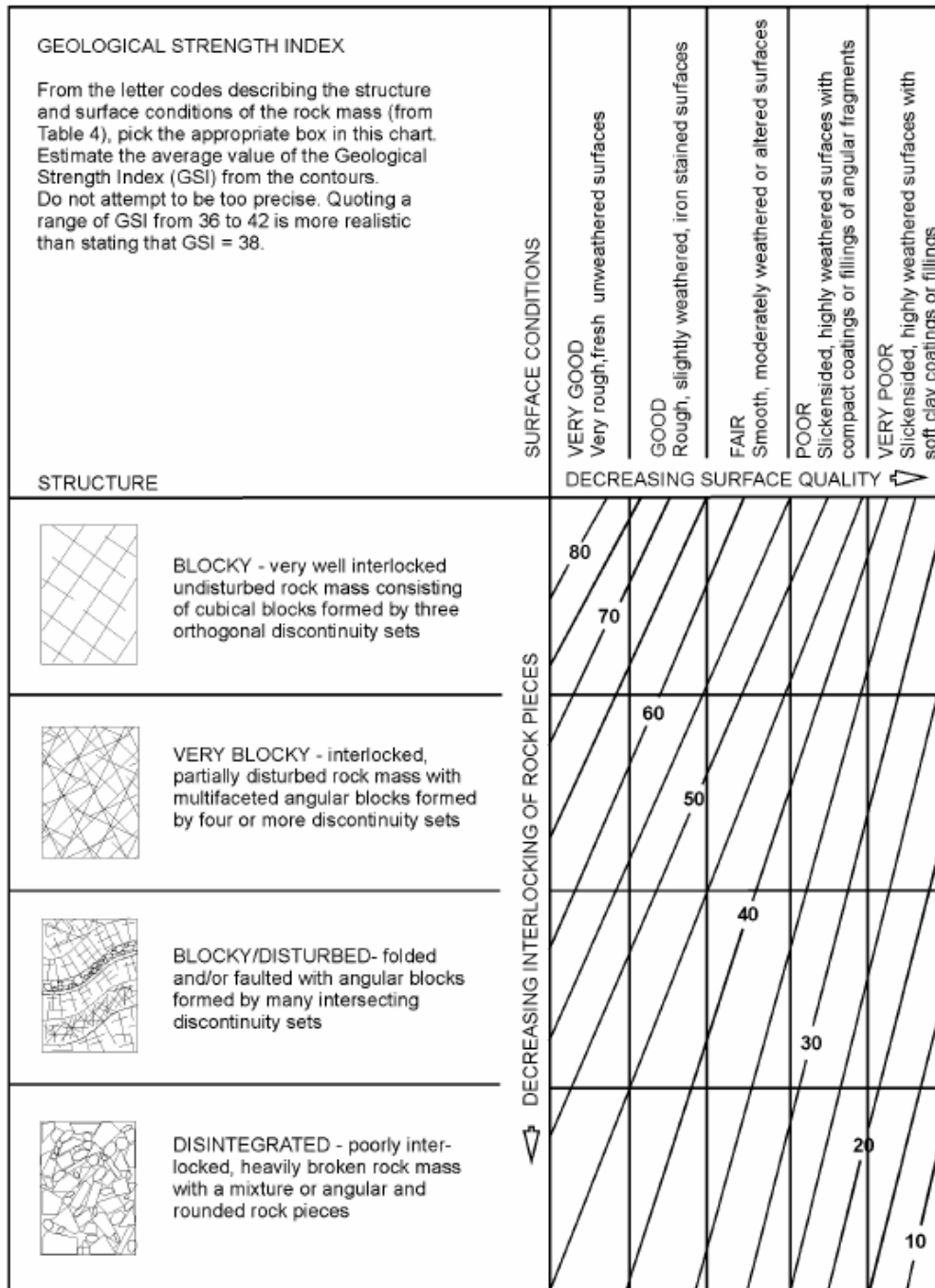


Figura 2-27: Ábaco para el cálculo del índice GSI en función de la estructura del macizo rocoso y de la condición de las discontinuidades (Hoek y Brown, 1997).

Respecto a esta versión del ábaco se tienen los siguientes comentarios:

- Para cada clasificación del macizo rocoso se indica un rango de valores de GSI, lo cual es más representativo que en la versión anterior, ya que es más adecuado presentar un rango dentro de cada clasificación que nos permita interpolar los valores de GSI.
- La reducción del GSI debido a efectos de la disturbancia del macizo rocoso es muy subjetiva, no se indican recomendaciones al respecto.
- El rango de los valores de GSI varía entre 5 y 85. No considera macizos rocosos con matriz blanda, ya que el criterio considera que la rotura ocurre por rotación y traslación de bloques interconectados que conforman el macizo rocoso. Tampoco considera parámetros para el análisis de la roca intacta, en teoría GSI=100.
- No hay recomendaciones respecto a la inclusión de la escala de análisis en las evaluaciones.

#### 2.5.1.4 ÍNDICE GSI (HOEK, MARINOS Y BENISSI, 1998)

El ábaco presentado por Hoek y Brown (1997) para el cálculo del GSI no permite describir adecuadamente algunos macizos rocosos excepcionales, como por ejemplo los encontrados en la excavación del Metro de Atenas en Grecia. Por lo tanto, Hoek *et al.* (1998), extienden el rango de valores del índice GSI por debajo de 5, lo cual permite incluir rocas esquistosas de calidad geomecánica extremadamente mala, tales como los esquistos encontrados en las excavaciones del Metro de Atenas y las filitas encontradas en algunos túneles de Venezuela.

Los macizos rocosos adicionados en la fila inferior del ábaco para el cálculo del GSI son los macizos foliados o laminados, las rocas débiles y los macizos rocosos que no tienen estructura en bloques (Figura 2-28). En estos macizos rocosos su comportamiento no está gobernado por los contactos entre los bloques angulares o redondeados, sino por el desplazamiento a lo largo de numerosas y muy delgadas superficies de corte y planos de foliación del macizo rocoso (Hoek *et al.*, 1998).

Hoek *et al.* (1998) han adicionado una nueva categoría de macizo rocoso denominada *foliated/laminated/sheared*, con la finalidad de incluir estos tipos de rocas en el rango más bajo de aplicabilidad del GSI. En estas rocas la laminación o foliación es la estructura predominante, la cual prevalece sobre otros sets de discontinuidades, resultando en una pérdida de blocosidad.

Esta nueva categoría no está asociada con la buena o muy buena calidad de las discontinuidades, debido a que esto implica un grado de pre - corte a lo largo de las superficies de laminación o foliación. Para las categorías restantes, de regular a muy mala calidad de las discontinuidades, el rango de los valores de se encuentra entre 5 y 30. (Hoek *et al.*, 1998).

Respecto a esta versión del ábaco se tienen los siguientes comentarios:

- A pesar de que se ha extendido el ábaco de GSI a valores menores que 5, se mantiene un vacío para representar macizos rocosos intactos con valores de GSI por encima de 85.

- En esta versión del ábaco, se incluye una consideración muy importante respecto al efecto escala, la cual indica: “*Es importante reconocer que el criterio de Hoek-Brown debería ser aplicado en macizos rocosos en los cuales el tamaño de los bloques individuales es pequeño comparado con el tamaño de la excavación bajo consideración*”. Si bien es cierto, se menciona la consideración, no se especifica como incluir una posible reducción del índice GSI en función de la escala de análisis.
- Es adecuado no considerar la condición de discontinuidades regulares a buenas en el nuevo grupo incorporado, debido a la presencia de superficies de foliación y laminación.

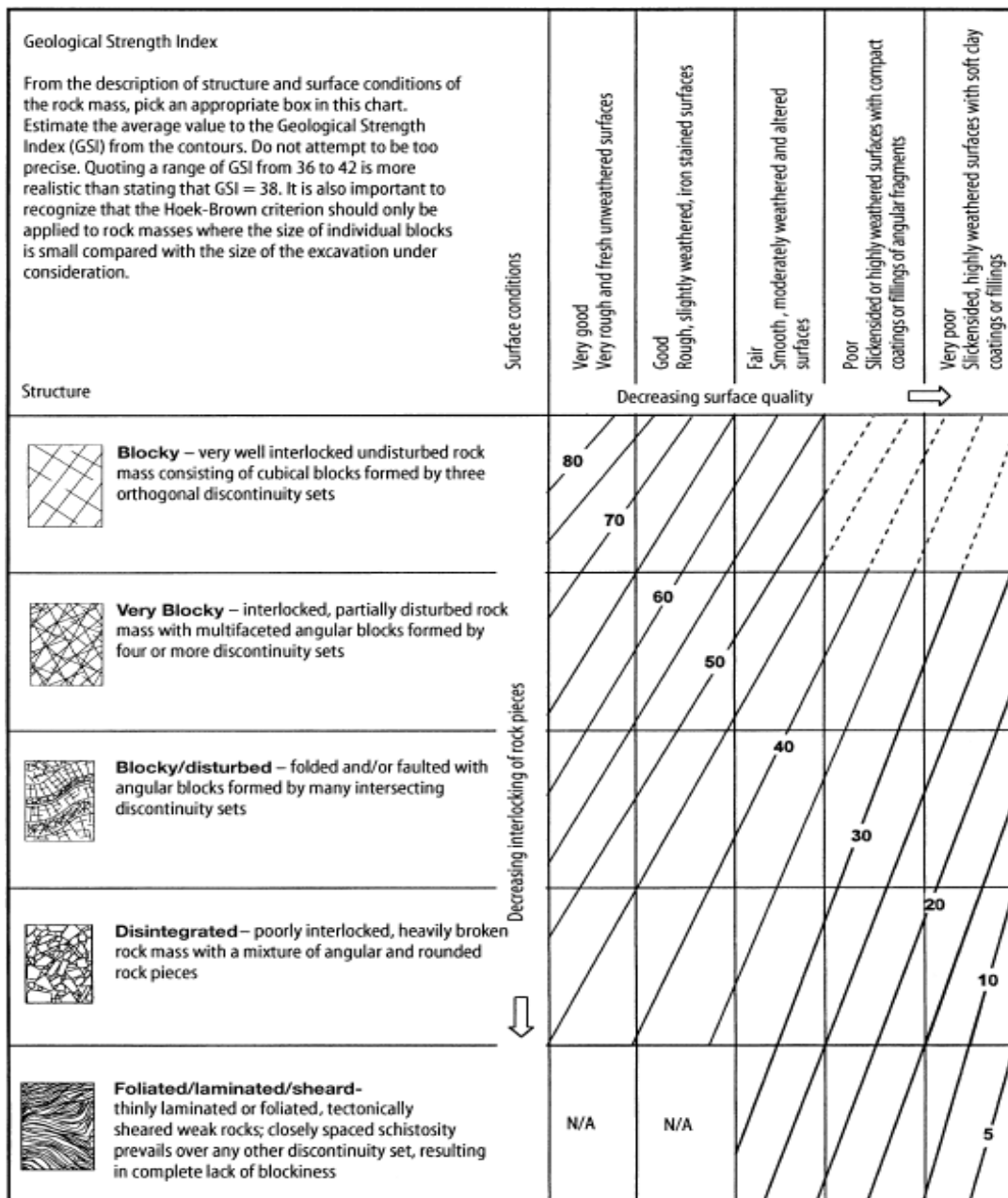


Figura 2-28: Generalización del Índice GSI considerando una nueva clasificación correspondiente a roca laminada / foliada / cizallada para rocas foliadas muy débiles (Hoek *et al.*, 1998)

### 2.5.1.5 ÍNDICE GSI (HOEK Y MARINOS, 2000)

Este documento extiende el ábaco de cálculo del GSI para evaluar macizos rocosos heterogéneos, por ejemplo, los denominados *flysch*, los cuales se caracterizan por estar conformados por alternancias de areniscas y capas de grano fino que contienen limolitas, lutitas limosas y pizarras arcillosas. Esta publicación aporta dos ábacos para el cálculo del GSI, el primero de ellos es una actualización del ábaco presentado por Hoek *et al.* (1998), en el cual se ha adicionado una fila superior correspondiente a la categoría de roca intacta, (Figura 2-29), y el segundo ábaco es aplicable específicamente a los macizos rocosos heterogéneos, el cual se presenta en la Figura 2-30.

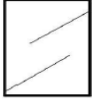
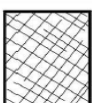


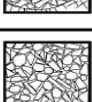
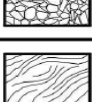
GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000) From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced is water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60			
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			50		
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				40	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes					30
						20
		N/A	N/A			10

Figura 2-29: Generalización del índice GSI considerando una nueva estructura de roca laminada / foliada / cizallada para rocas foliadas muy débiles (Hoek y Marinos, 2000)

En el caso del primer ábaco, se nota que hay ligeras diferencias en las líneas que definen los valores de GSI respecto al ábaco de Hoek *et al.* (1998), sin embargo, al considerar que el GSI debe presentarse como un rango más que como un valor único, estas diferencias no son considerables.

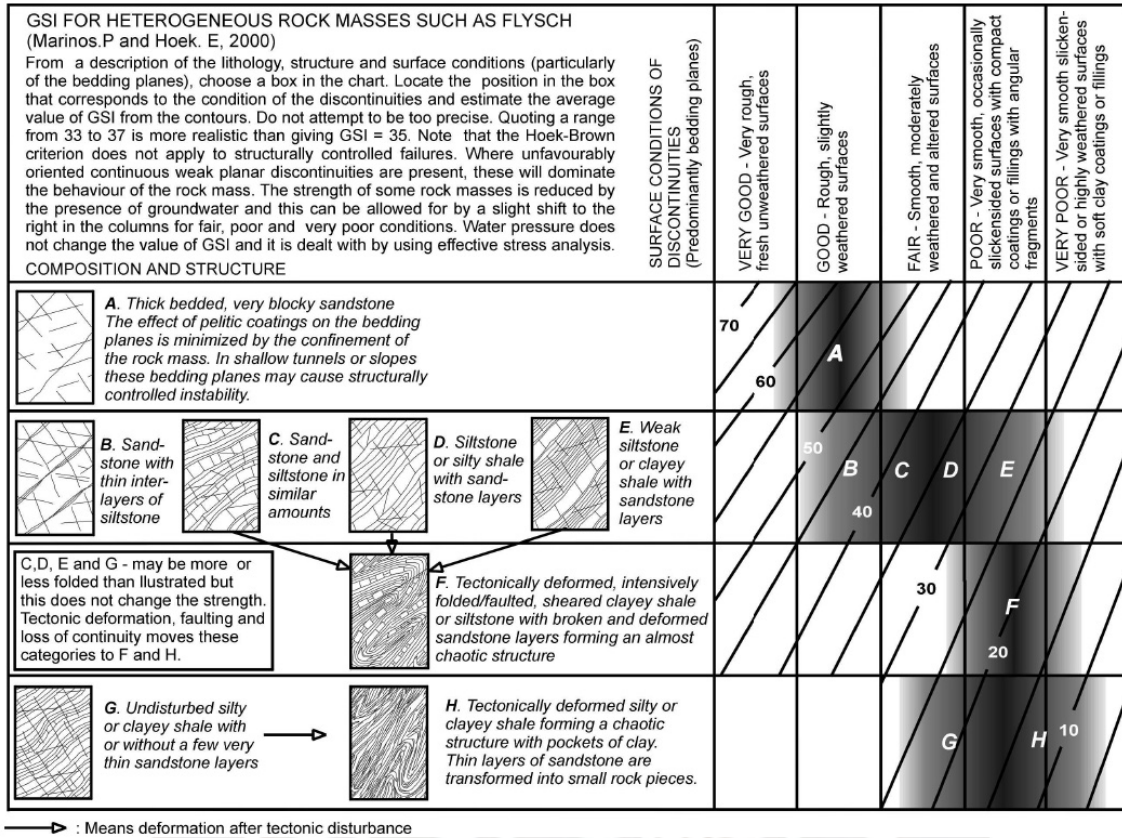


Figura 2-30: Cálculo del índice GSI para macizos rocosos estratificados heterogéneos (Marinos y Hoek, 2000)

Respecto a estos ábacos se tienen los siguientes comentarios:

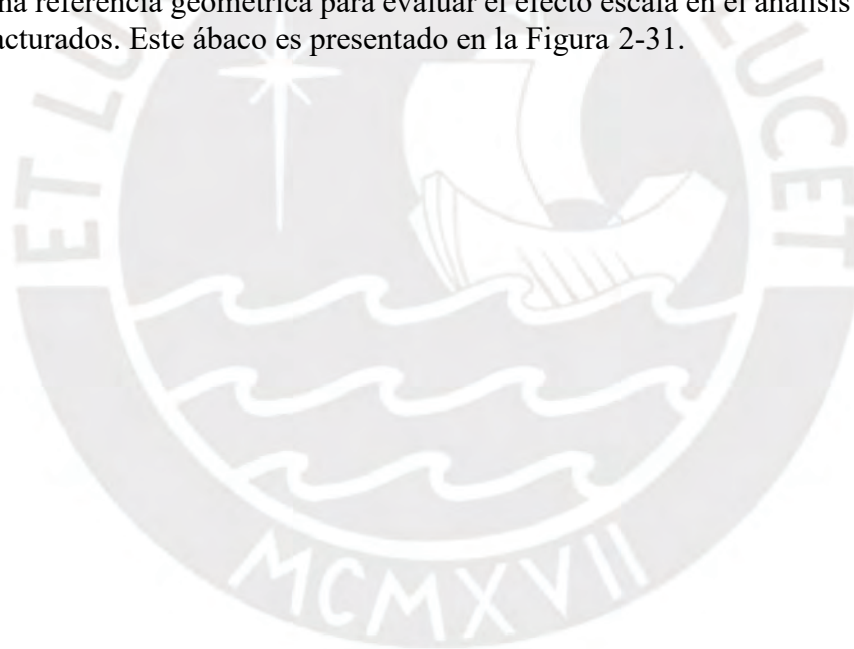
- En el primer ábaco, el rango de los valores de GSI varía entre 0 y 100. Por lo tanto, se ha complementado el ábaco para macizos rocosos fracturados, tanto en la parte superior como en la parte inferior, permitiendo cubrir el rango del GSI en su totalidad.
- La aplicación del segundo ábaco solo deber realizarse para los macizos rocosos heterogéneos. Por lo tanto, su aplicación es limitada y debe realizarse con precaución.
- Se recomienda que el ábaco para el cálculo del GSI no debe utilizarse en el caso que existan roturas con control estructural, por ejemplo, la presencia de planos de discontinuidades buzando desfavorablemente respecto a la orientación de la cara de la excavación, en donde estos planos de debilidad condicionan la resistencia del macizo rocoso, lo cual no es concordante con la aplicación del criterio de Hoek-Brown.
- Se recomienda que la resistencia al corte de las fracturas en macizos rocosos que son propensos a sufrir deterioro, como resultado del cambio en su contenido de humedad, sea reducida si hay presencia de agua. Esta consideración es

particularmente válida en el caso de macizos rocosos con una condición de juntas regular a muy mala. Esto se traduce en reducir la condición de juntas, y por lo tanto el GSI.

- No hay recomendaciones respecto a la inclusión de la escala de análisis en las evaluaciones. Por lo menos los macizos rocosos de clasificación A, B, C, D y E son susceptibles a sufrir efectos de escala.

#### 2.5.1.6 ÍNDICE GSI (HOEK Y KARZULOVIC, 2000)

En este documento se repite mucha de la información contenida en la publicación de Hoek y Brown (1997), sin embargo, se propone un ábaco actualizado del GSI obtenido con base en los trabajos de Hoek *et al.* (1998). En esta versión del ábaco, se complementa la recomendación de Hoek *et al.* (1998) respecto a la consideración de los efectos de escala, la cual indica: *“Es importante reconocer que el criterio de Hoek-Brown debería ser aplicado en macizos rocosos en los cuales el tamaño de los bloques individuales es pequeño comparado con el tamaño de la excavación bajo consideración. Cuando el tamaño del bloque individual es mayor que un cuarto del tamaño de la excavación, la falla será controlada por las estructuras del macizo rocoso y el criterio de Hoek-Brown no debería utilizarse”*. Esta consideración es muy importante, debido a que los autores incluyen una referencia geométrica para evaluar el efecto escala en el análisis de macizos rocosos fracturados. Este ábaco es presentado en la Figura 2-31.




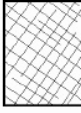




GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR BLOCKY JOINTED ROCKS		SURFACE CONDITIONS				
<p>From a description of the structure and surface conditions of the rock mass, pick an appropriate box in this chart. Estimate the average value of GSI from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range from 36 to 42 is more realistic than stating that GSI = 38. It is also important to recognize that the Hoek-Brown criterion should only be applied to rock masses where the size of individual blocks or pieces is small compared with the size of the excavation under consideration. When the individual block size is more than about one quarter of the excavation size, the failure will be structurally controlled and the Hoek-Brown criterion should not be used.</p>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80	N/A	N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70	60		
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED - folded and/or faulted with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	FOLIATED/LAMINATED - folded and tectonically sheared. Lack of blockiness due to schistosity prevailing over other discontinuities	N/A	N/A			10

Figura 2-31: Ábaco GSI para macizos rocosos fracturados (Hoek y Karzulovic, 2000)

Respecto a este ábaco se tienen los siguientes comentarios:

- No considera el caso de macizos rocosos masivos con presencia de algunas fracturas singulares para la condición de discontinuidades regular, mala y muy mala. Lo cual es adecuado, ya que el macizo rocoso tiende a presentar un control estructural total en esta escala de análisis.
- Tampoco considera la condición de fracturas buena a muy buena en el caso de macizos rocosos foliados/laminados, lo cual se considera adecuado, al ser macizos rocosos muy poco probables de encontrar en la naturaleza.

- Respecto al efecto escala, por primera vez se incluye un valor referencial de aplicación del criterio, el cual indica que el tamaño de bloque debería ser menor que un cuarto de las dimensiones de la excavación. Sin embargo, aún no se incluyen recomendaciones de algún factor de reducción en el GSI debido a efectos de escala de análisis.

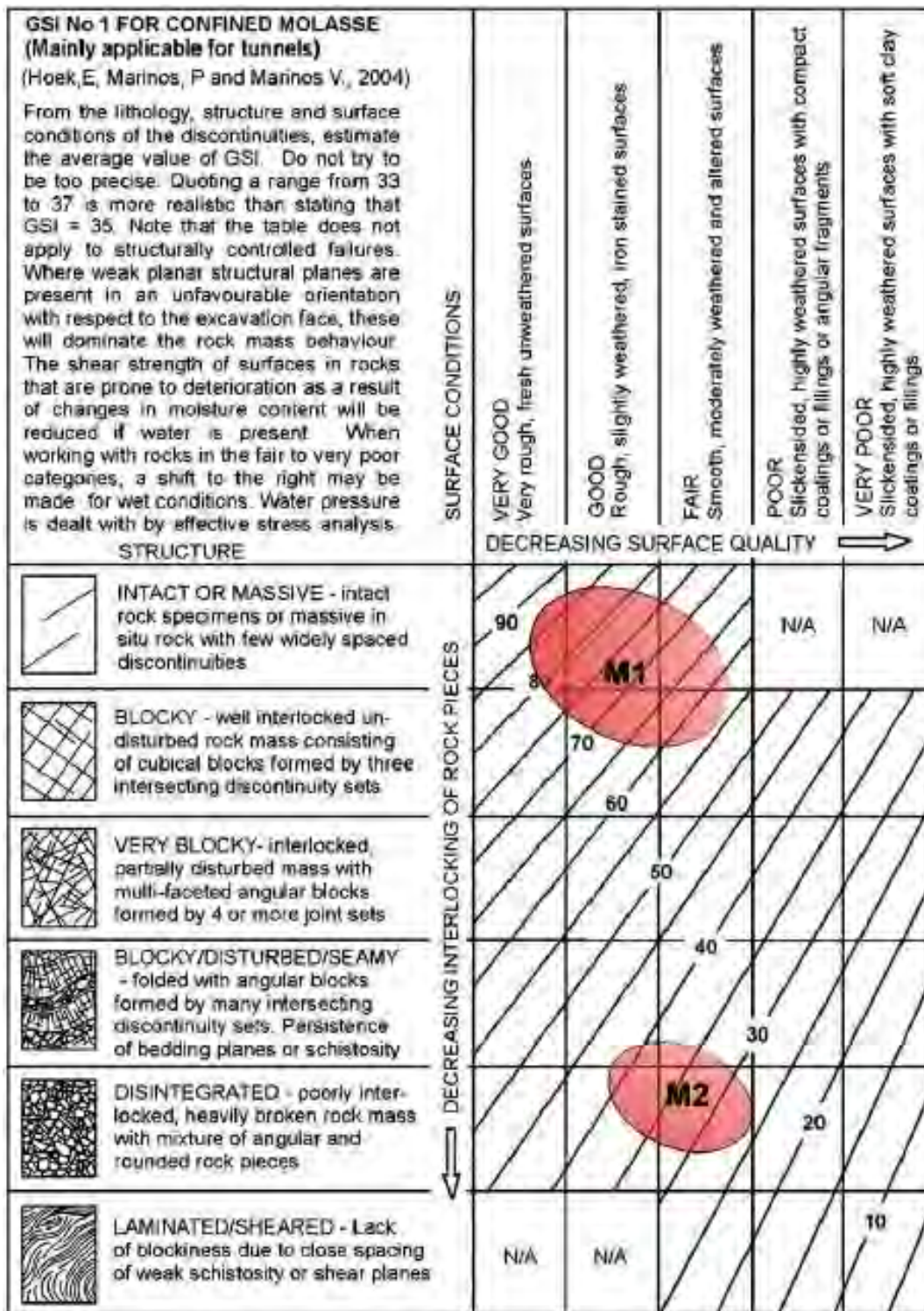
#### 2.5.1.7 ÍNDICE GSI (HOEK, MARINOS Y MARINOS, 2005)

Hoek *et al.* (2005), extiende la evaluación del índice GSI para su aplicación en rocas sedimentarias tectónicamente no perturbadas depositadas en un ambiente marino superficial, los cuales a menudo incluyen una secuencia de estratos que pueden presentar una variedad litológica significativa.

Estos macizos rocosos presentan propiedades ingenieriles que son significativamente diferentes de los macizos rocosos perturbados tectónicamente y de composición similar. Estos materiales denominados molasas, consisten en una serie de sedimentos tectónicamente inalterados de areniscas, conglomerados, limolitas y margas, producidos por la erosión de cadenas montañosas después de la fase final de orogenia. (Hoek *et al.*, 2005).

El comportamiento de las molasas es muy diferente en comparación al material denominado *flysch*, el cual tiene la misma composición, pero ha sido perturbado tectónicamente durante la orogenia. Las molasas se comportan como macizos rocosos continuos cuando están confinados en profundidad y los planos de estratificación no aparecen como superficies de discontinuidades claramente definidas. Sin embargo, cerca de la superficie, la estratificación es discernible, y solo entonces pueden existir similitudes con la estructura de algunos tipos de *flysch*.

Por este motivo, es necesario tener precaución en el uso de sistemas de clasificación geomecánica en este tipo de materiales, a fin de evitar penalizar el macizo rocoso innecesariamente. Hoek *et al.* (2005) proponen dos ábacos de evaluación del índice GSI para estimar las propiedades mecánicas de las molasas, el primero principalmente para su aplicación en túneles, y el segundo para su aplicación en excavaciones superficiales, los cuales se presentan en la Figura 2-32 y en la Figura 2-33 respectivamente.



Notes: When there are no discontinuities, use laboratory test results directly  
 M1 - Confined molasse, either homogeneous or with sandstone and siltstone alterations  
 M2 - Heavily broken or brecciated molasse in fault zones  
 The GSI chart should not be used for loose conglomerates - treat as weakly cemented river gravel

Figura 2-32: Modificación del Índice GSI para molasas confinadas, aplicable principalmente a túneles (Hoek *et al.*, 2005)

Respecto al ábaco presentado en la Figura 2-32, se recomienda:

- En el caso en que no hay discontinuidades en el macizo rocoso, se deberían utilizar directamente los resultados de los ensayos de laboratorio.
- El rango de valores de GSI indicados en el área M1 corresponden a molasas confinadas, ya sean homogéneas o con alteraciones de arenisca o limolita.
- El rango de valores de GSI indicados en el área M2 corresponden a molasas intensamente fracturadas, encontradas en zonas de fallas geológicas.
- No debería aplicarse este ábaco para la evaluación de conglomerados débiles, los cuales deberían ser tratados como materiales gravosos fuertemente cementados.

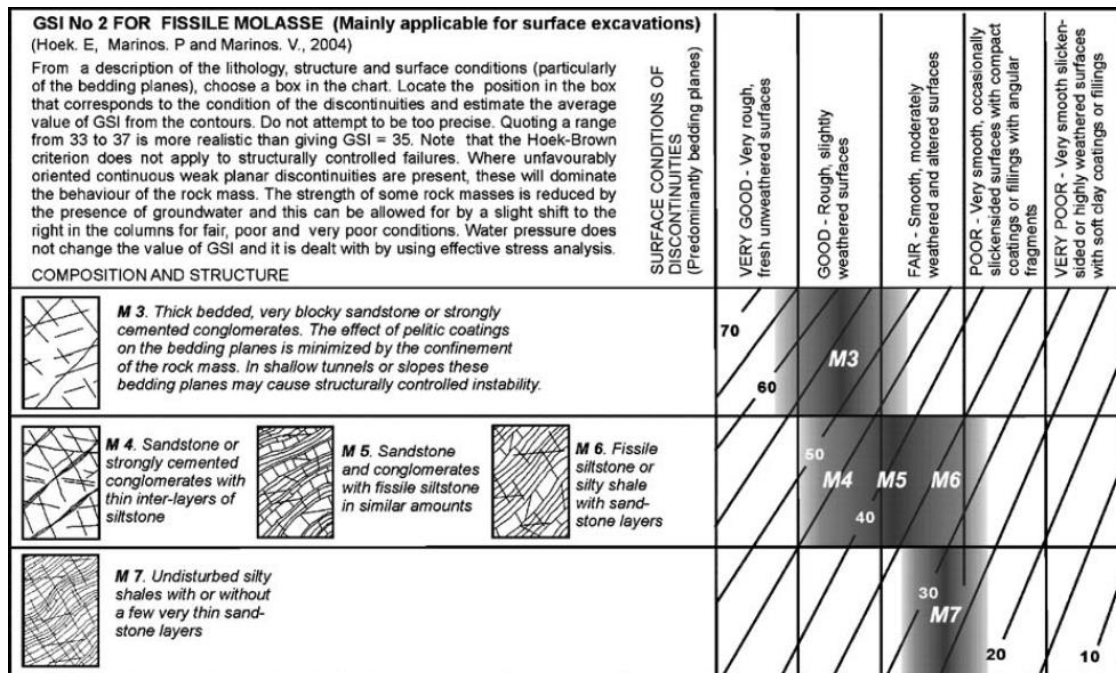


Figura 2-33: Modificación del Índice GSI para caracterizar molasas no confinadas, aplicable principalmente a excavaciones superficiales y taludes (Hoek *et al.*, 2005)

El ábaco presentado en la Figura 2-33 es aplicado principalmente en el caso de molasas superficiales, en donde los planos de lutitas y areniscas son frecuentes y se encuentran bien definidos.

### 2.5.1.8 ÍNDICE GSI (MARINOS, 2007)

En este documento, el índice GSI ha sido extendido para representar una mayor variedad de macizos rocosos, incluyendo a los macizos cizallados de calidad extremadamente mala (como limolitas, lutitas o filitas), a veces intercalados con rocas duras (como areniscas, calizas o cuarcitas).

Previamente, un ábaco GSI para materiales tipo *flysch* ha sido publicado por Marinos y Hoek (2001), por lo que el ábaco presentado por Marinos (2007) (Figura 2-34), se considera una actualización de este, la cual está basada en la experiencia adquirida en varias construcciones de túneles en Grecia. Este ábaco incluye casos de limolitas con pequeñas perturbaciones, y una gran variedad de casos de limolitas intercaladas con rocas de buena calidad, como areniscas. (Marinos, 2007).

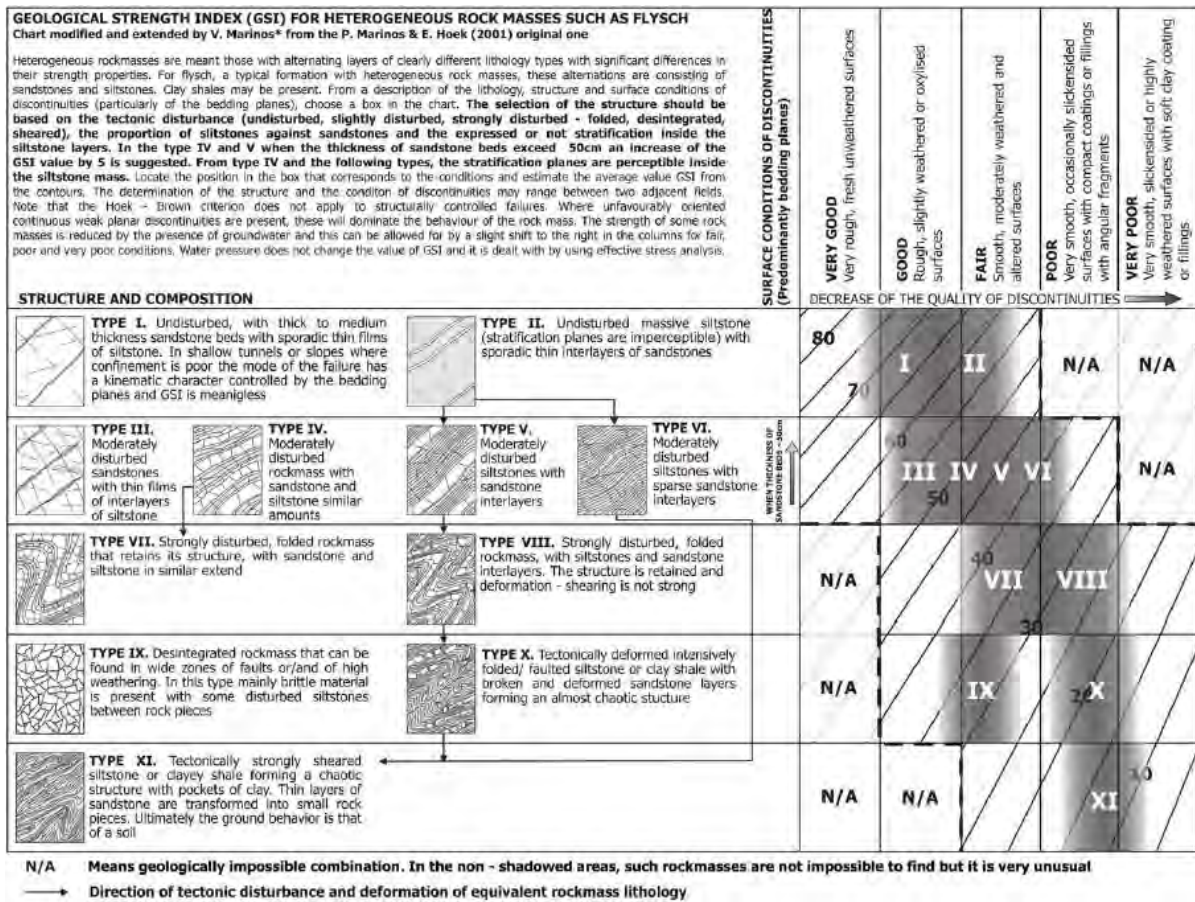


Figura 2-34: Índice GSI para macizos rocosos heterogéneos (Marinos, 2007)

### 2.5.1.9 ÍNDICE GSI (HOEK, CARTER Y DIEDERICH, 2013)

Hoek *et al.* (2013) presentaron, por primera vez en esta línea de desarrollo, una propuesta de cuantificación del índice GSI basado en dos parámetros bien establecidos y muy utilizados en mecánica de rocas:

- La condición de discontinuidades, representada por el parámetro  $J_{Cond89}$ ,
- La estructura del macizo rocoso representada por el Índice RQD

La idea que motivo a los autores a realizar esta modificación fue que el ábaco original para el cálculo del GSI fue desarrollado en el supuesto de que la observación del macizo rocoso sería realizada por geólogos o ingenieros geólogos calificados y experimentados. Sin embargo, se ha observado con frecuencia que la evaluación de campo es realizada por personal que no cuenta con una sólida comprensión geológica del macizo rocoso. Debido a esta preocupación, los autores consideraron que era necesaria cierta uniformidad de cuantificación del gráfico.

Los parámetros  $J_{Cond89}$  y RQD están bien definidos en la ingeniería geológica práctica, los cuales son simples de medir o estimar en campo y son posiblemente los parámetros que otorgan el mayor grado de similitud entre diferentes geólogos que realizan mediciones un mismo proyecto. Por lo tanto, Hoek *et al.* (2013) proponen la siguiente formulación cuantitativa:

$$GGGGG = 1.5JCCeeedd_{89} + 0.5RRQDD \quad (2.16)$$

Hoek *et al.* (2013) realizaron una comparación entre los valores del índice GSI obtenidos visualmente (enfoque cualitativo) en la cara de un túnel y los obtenidos aplicando la formulación cuantitativa propuesta (Ecuación 2.16), concluyendo que el grado de aproximación es aceptable para la caracterización de macizos rocosos fracturados con la finalidad de obtener parámetros de entrada para realizar análisis numéricos.

En función de la Ecuación 2.16, se ha construido una nueva versión del ábaco de cálculo del índice GSI, la cual se presenta en la Figura 2-35. En este ábaco se han incluido las escalas cuantitativas de los parámetros mencionados en ambos ejes.

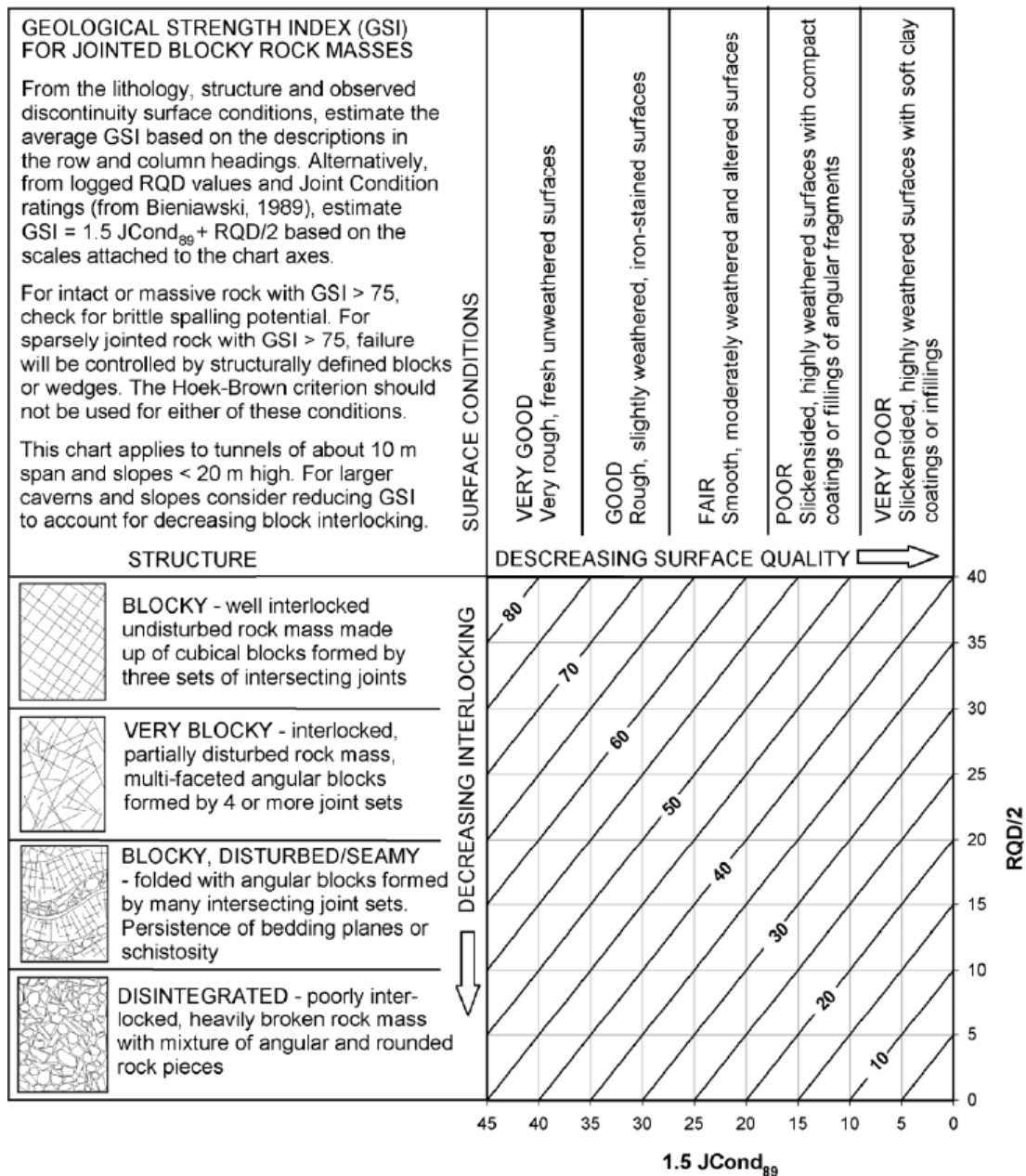


Figura 2-35: Cuantificación del GSI en función de JCond<sub>89</sub> y el RQD (Hoek *et al.*, 2013)

De acuerdo con Hoek *et al.* (2013), es necesario definir una serie de condiciones y limitaciones para utilizar correctamente el ábaco anterior.

- La adición de escalas cuantitativas en los ábacos para el cálculo del GSI no debe limitar el uso para el cual fue diseñado originalmente, el cual es la estimación de los valores del GSI a partir de observaciones visuales directas de las condiciones del macizo rocoso en el campo.
- Una suposición fundamental del criterio de Hoek-Brown para la estimación de las propiedades mecánicas de los macizos rocosos es que la deformación y la resistencia son controlados por el deslizamiento y la rotación de bloques de roca intacta definidos por la intersección de los sistemas de discontinuidades. Se supone que hay varios sistemas de discontinuidades y que están lo suficientemente juntos, en relación con el tamaño de la estructura en consideración, para que el macizo rocoso se pueda considerar homogéneo e isotrópico.
- Para macizos rocosos masivos o con algunas discontinuidades singulares, el GSI no debe usarse como parámetro de entrada para el criterio de Hoek-Brown, debido a que no cumple las condiciones de homogeneidad e isotropía. Por lo tanto, para evitar confusiones, la fila superior del ábaco de Marinos y Hoek (2000) se ha eliminado.
- Los procesos de rotura frágil, tales como estallidos de roca son excluidos del ábaco GSI cuantificado, ya que estos procesos no implican la rotación y translación de bloques de roca intertrabados. Del mismo modo, deslizamientos estructuralmente controlados en macizos rocosos poco fracturados no caen dentro de la definición de homogeneidad inherente en la definición del índice GSI.
- La fila inferior del ábaco de Hoek y Marinos (2000) también ha sido eliminada, ya que esto representa a los macizos rocosos heterogéneos (Marinos y Hoek, 2001) y Marinos (2007).
- Para cuantificar el índice GSI, se han considerado parámetros que son familiares para los geólogos e ingenieros geotécnicos que toman datos de campo, como el índice RQD y  $J_{Cond_{89}}$ , los cuales son índices confiables para caracterizar macizos rocosos fracturados.

Respecto a este ábaco se tienen los siguientes comentarios:

- Con referencia al efecto escala, por primera vez se incluye una recomendación respecto a la reducción del índice GSI en función de la escala de análisis, la cual textualmente dice lo siguiente: “*Este ábaco aplica para túneles de 10 m de span y taludes de alturas menores que 20 m. Para grandes cavernas y taludes considerar reducir el GSI para tener en cuenta el decremento de la interconexión de los bloques*”. Esta consideración es muy importante, ya que nos indica que el GSI está evaluado para una determinada escala de análisis, sin embargo, no nos proporciona recomendaciones sobre cuánto hay que reducir el GSI en función de la variación de la escala de análisis.
- No es del todo adecuada la elección del RQD como indicador del grado del fracturamiento del macizo rocoso, ya que además de ser un parámetro direccional, hay mucha dispersión en su cálculo a través de las diversas metodologías disponibles en la literatura técnica.

- Es adecuado, eliminar las filas superiores e inferiores de las versiones anteriores del criterio, para de esta manera centrarse en el estudio de macizos rocosos formados por bloques de roca intertrabados, tal como indica la formulación original del criterio de rotura de Hoek-Brown.

## 2.5.2 LÍNEA DE DESARROLLO COMPLEMENTARIA

La línea complementaria de desarrollo del índice GSI ha sido definida como la seguida por investigaciones independientes, tales como Sonmez y Ulusay (1999, 2002), Cai *et al.* (2004), Russo (2009), entre otros. En la mayoría de estas formulaciones se intenta “cuantificar” el índice GSI para satisfacer la percepción que “*los ingenieros son más felices con números*” (Cai *et al.* 2004; Sonmez y Ulusay, 1999), de manera similar a lo presentado en la versión de Hoek *et al.* (2013), pero considerando otros parámetros de entrada.

Los enfoques cuantitativos son interesantes, sin embargo, se debe aplicar con precaución con la finalidad de no perder la lógica del sistema GSI, la cual está basada en las observaciones geológicas. Los procesos de cuantificación utilizados están relacionados con la frecuencia y la condición de las discontinuidades, y su aplicación está limitada a los macizos rocosos en los que estos parámetros pueden ser medidos fácilmente. Estas cuantificaciones no trabajan bien en macizos rocosos tectónicamente disturbados, en donde la estructura original ha sido destruida, tal como en los materiales tipo *flysh* descritos anteriormente.

En los siguientes apartados se presentará una breve descripción de cada uno de los enfoques mencionados.

### 2.5.2.1 ÍNDICE GSI (SONMEZ Y ULUSAY, 1999)

Sonmez y Ulusay (1999) indican que la falta de parámetros para describir la condición de las discontinuidades y la estructura del macizo rocoso impiden obtener un valor más “preciso” del índice GSI. Por este motivo sugieren para su cálculo el uso de dos parámetros denominados:

- “*Structure Rating (SR)*”, basado en el conteo volumétrico de discontinuidades ( $J_v$ ), y
- “*Surface Condition Rating (SCR)*”, estimado a partir de la rugosidad, alteración y relleno de las discontinuidades.

El valor de SCR, el cual define la caracterización de las discontinuidades, es obtenido de la siguiente manera:

$$SCR = R_r + R_w + R_f$$

(2.17)

Donde  $R_r$ ,  $R_w$  y  $R_f$  son las valoraciones por rugosidad, alteración y relleno respectivamente, cuyos puntajes corresponden a los rangos sugeridos por el sistema RMR<sub>89</sub>. Como la suma de las valoraciones de rugosidad, alteración y relleno tienen un valor máximo de 18, en el ábaco mostrado en la Figura 2-36 se ha dividido el eje que representa el SCR en 18 divisiones de igual tamaño.

Por otro lado, para definir la categoría de estructura del macizo rocoso, se han considerado los intervalos de clasificación de  $J_v$  sugeridos por la ISRM (Brown, 1981) (Tabla 2-5), el valor de SR fue asignado para cada categoría usando una hoja semilogarítmica en la cual se presenta la relación entre SR y  $J_v$ . La gráfica que representa esta relación se presenta también en la parte superior izquierda del ábaco de la Figura 2-36.

Tabla 2-5: Términos descriptivos correspondientes al tamaño de bloque y a los intervalos de  $J_v$  sugeridos por la ISRM (Brown, 1981) (traducido de Sonmez y Ulusay, 1999)

<b>Descripción (ISRM, 1981)</b>	<b><math>J_v</math> (juntas/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Descripción (Sonmez y Ulusay, 1999)</b>
Bloques muy grandes	<1	Fracturado en bloques (B)
Bloques grandes	1-3	Fracturado en bloques (B)
Bloques de tamaño medio	3-10	Muy fracturado en bloques (VB)
Bloques pequeños	10-30	Fracturado en bloques / disturbado (B/D)
Bloques muy pequeños	30-60	Desintegrado (D)
Desintegrado	>60	Desintegrado (D)

De esta manera es posible estimar con más precisión el valor del GSI cuantificado a partir de la intersección de los valores de SCR y SR usando el ábaco del GSI modificado, presentado en la Figura 2-36.

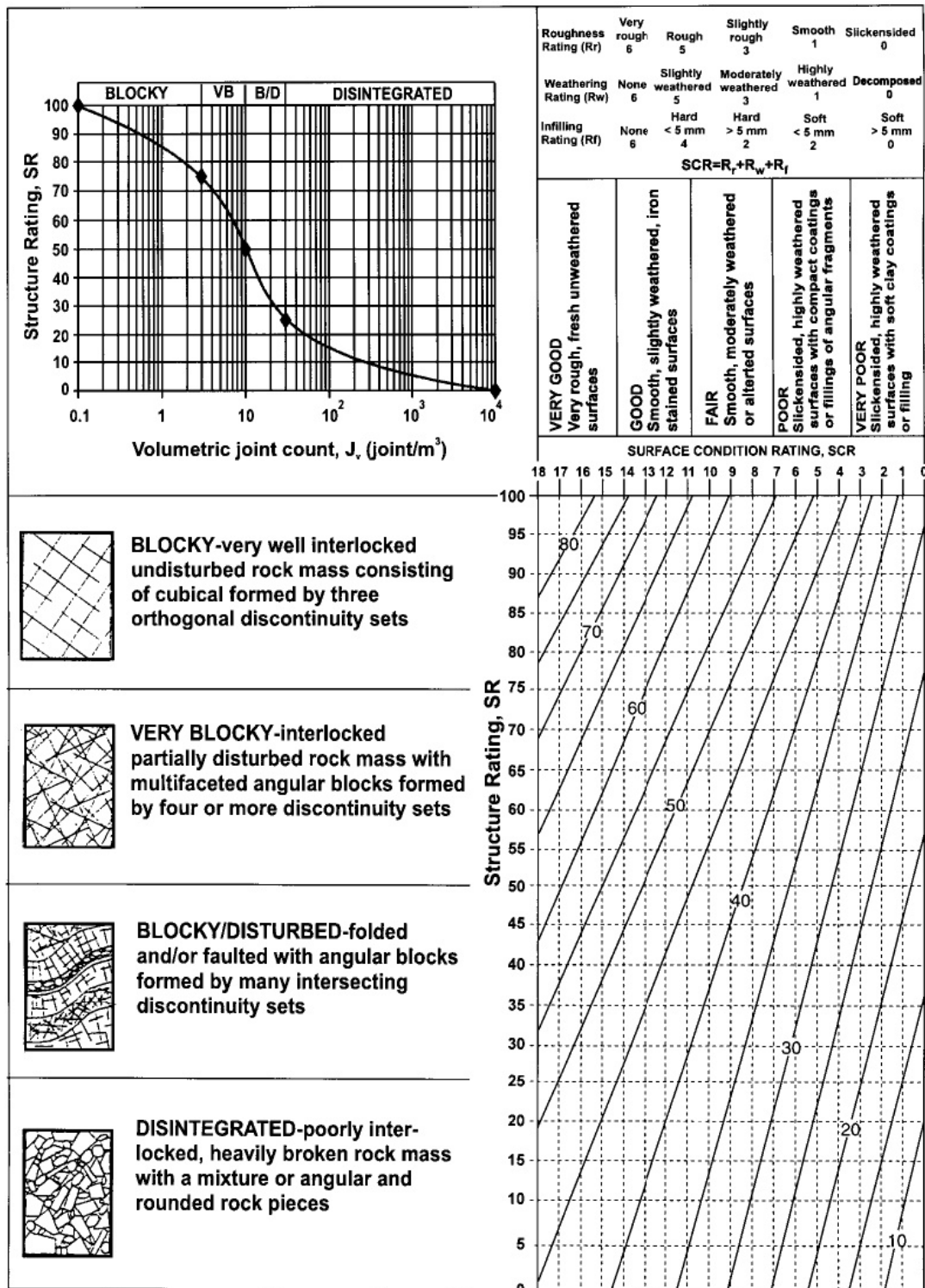


Figura 2-36: Cuantificación del GSI en función del SR y el SCR (Sonmez y Ulusay, 1999)

Respecto a esta versión del ábaco se tienen los siguientes comentarios:

- Al considerar únicamente el parámetro  $J_v$  para definir la estructura o blocosidad del macizo rocoso, se está obviando el comportamiento del macizo rocoso en otras escalas de análisis. Por ejemplo, a nivel de afloramiento puede clasificarse como *blocky*, pero si se va a evaluar un talud de altura considerablemente mayor, probablemente lo más adecuado sea considerar una clasificación *disintegrated*.

- Es adecuado no considerar como parámetro de cálculo el espaciamiento entre fracturas, debido a que esta implícitamente incluido en el parámetro  $J_v$ .
- Su aplicación es limitada al caso de macizos rocosos con estructura en bloques en el estudio de estabilidad de taludes.
- No se indican recomendaciones respecto a la escala de análisis.

### 2.5.2.2 ÍNDICE GSI (SONMEZ Y ULUSAY, 2002)

Sonmez y Ulusay (2002) actualizaron su propia versión del ábaco GSI publicada en el año 1999 considerando la inclusión de una fila superior para incluir la categoría de roca intacta, de manera similar a lo publicado por Marinos y Hoek (2000), lo cual se considera necesario para proporcionar una calificación GSI completa, llegando hasta los 100 puntos (Figura 2-37).

Debido a que se ha incluido en el ábaco la fila correspondiente a la roca intacta o masiva, los límites entre las categorías definidas por el parámetro *Structure Rating SR* ha cambiado, siendo estos nuevos límites 20, 40, 60, 80 y 100. Por otro lado, los rangos para la caracterización de las discontinuidades no han cambiado. La comparación entre las clasificaciones y descripciones referentes a la estructura publicadas en las versiones de 1999 y 2002 se presenta en la Tabla 2-6.

Tabla 2-6: Comparación entre las descripciones del GSI en las versiones de 1999 y 2002 según Sonmez y Ulusay

Descripción (ISRM, 1981)	$J_v$ (juntas/m <sup>3</sup> )	Descripción (Sonmez y Ulusay, 1999)	Descripción (Sonmez y Ulusay, 2002)
Bloques muy grandes	<1	Fracturado en bloques (B)	Intacto o masivo (M)
Bloques grandes	1-3	Fracturado en bloques (B)	Fracturado en bloques (B)
Bloques de tamaño medio	3-10	Muy fracturado en bloques (VB)	Muy fracturado en bloques (VB)
Bloques pequeños	10-30	Fracturado en bloques / disturbado (B/D)	Fracturado en bloques / disturbado (B/D)
Bloques muy pequeños	30-60	Desintegrado (D)	Desintegrado (D)
Desintegrado	>60	Desintegrado (D)	Desintegrado (D)

Adicionalmente, la relación entre  $J_v$  y SR ha sido modificada por Sonmez y Ulusay (2002), siendo ahora una relación lineal, el gráfico se presenta en la parte superior izquierda de la Figura 2-37, además los autores presentan una formulación para esta relación (Ecuación 2.17):

$$SR = -17.5 \ln(J_v) + 79.8 \quad (2.18)$$

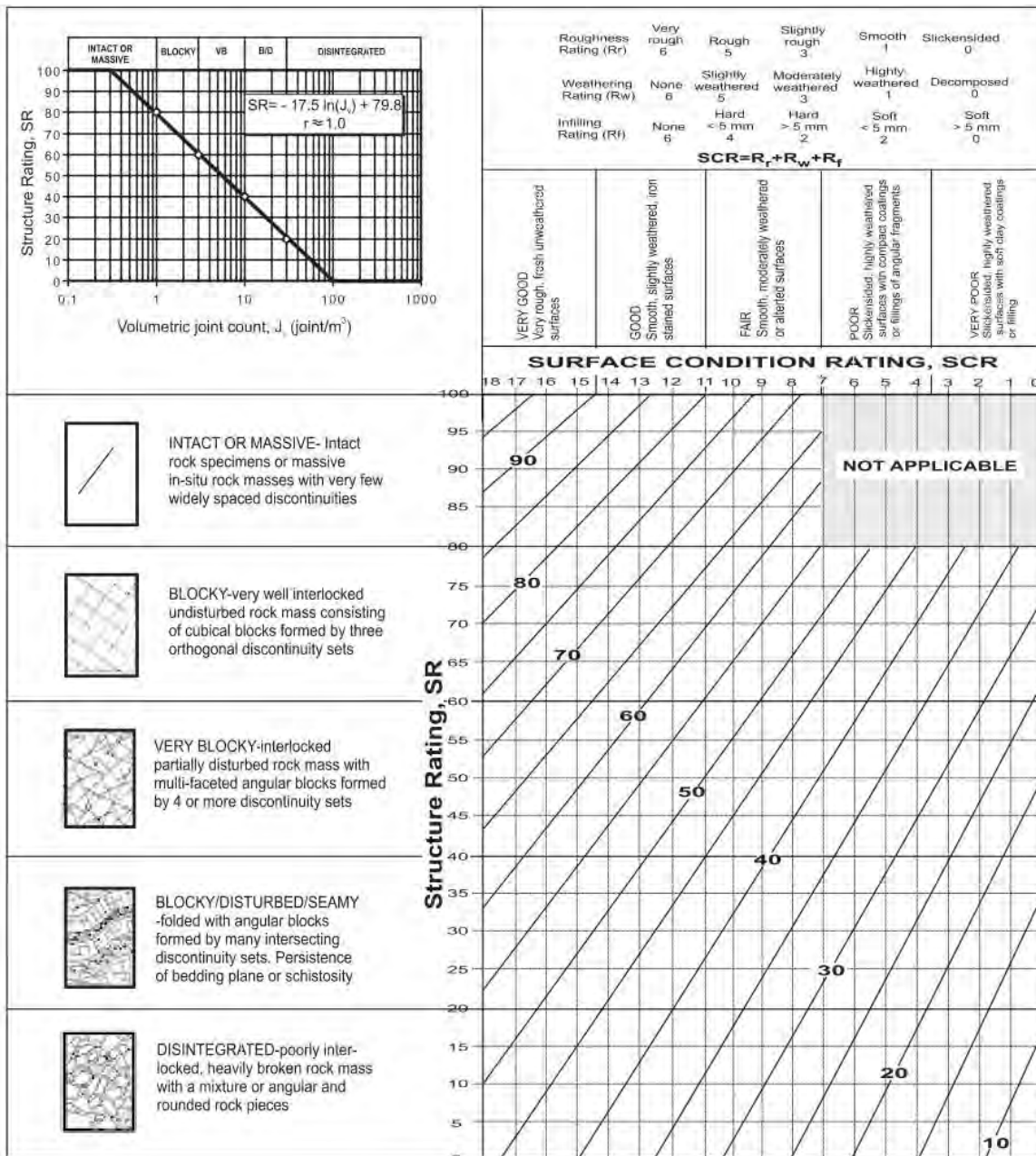


Figura 2-37: Cuantificación del GSI en función del SR y el SCR (Sonmez y Ulusay, 2002)

### 2.5.2.3 INDICE GSI (CAI, KAISER, UNO, TASAKA Y MINAMI, 2004)

Cai *et al.*, (2004) propusieron un enfoque de cálculo del valor de GSI basado en el concepto del “volumen de bloque  $V_b$ ” y del “factor de estado de juntas  $J_c$ ”, de manera que con ambos parámetros se pueda representar la estructura del macizo rocoso y la condición de las discontinuidades respectivamente. El cálculo resumido de los parámetros utilizados en este criterio son los siguientes:

- **Volumen de Bloque ( $V_b$ )**

El volumen de bloque se calcula con la siguiente formulación:

$$V_b = \frac{S_1 S_2 S_3}{\sqrt[3]{p_1 p_2 p_3} \sin \gamma_1 \sin \gamma_2 \sin \gamma_3} \quad (2.19)$$

Donde  $S_i$ ,  $p_i$  y  $\gamma_i$  corresponden a los factores de espaciamiento, persistencia y a los ángulos entre las familias de las discontinuidades respectivamente, de acuerdo con lo presentado en el esquema de la Figura 2-38.

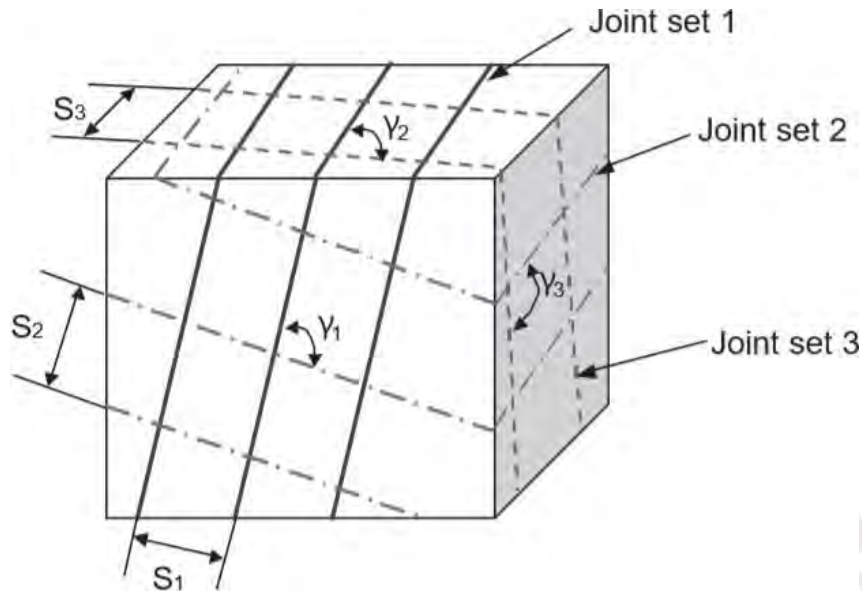


Figura 2-38: Bloque delimitado por tres sistemas de fracturas (Cai *et al.*, 2004)

Además, se define  $l_i$  como la longitud de discontinuidades acumuladas correspondientes a un set de fracturas, y  $L$  como la longitud característica de la fractura en consideración, de esta manera el factor de persistencia  $p_i$  es definido como:

$$p_i = 1 \quad l_i \geq L \quad (2.20)$$

$$p_i = \frac{l_i}{L} \quad l_i < L \quad (2.21)$$

- **Condición de las discontinuidades – Factor de Estado de Junta ( $J_C$ )**

La condición de las discontinuidades es definida en función de la rugosidad, condiciones de agua subterránea y características del relleno. La combinación de estos factores define la resistencia de la fractura. Para cuantificar la condición de juntas se utiliza el factor de estado de junta ( $J_C$ ), definido por la siguiente relación:

$$J_C = \frac{J_W J_S}{J_A} \quad (2.22)$$

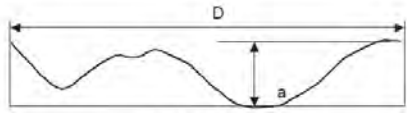
Donde  $J_W$  y  $J_S$  son los parámetros de ondulación a larga escala y rugosidad a pequeña escala respectivamente, además  $J_A$  es el parámetro de alteración de las discontinuidades.

Es necesario indicar que Cai *et al.* (2004) consideró en su formulación un factor de estado de junta ( $J_C$ ) similar al definido por Palmstrøm (1995), la cual se ha presentado en la Ecuación 2.22, pero no es exactamente igual, ya que no considera el factor  $J_L$  correspondiente al factor de longitud de las discontinuidades.

En las Tablas 2-7, 2-8 y 2-9 se presentan los rangos recomendados para evaluar estos parámetros.

Tabla 2-7: Valoración para el parámetro  $J_W$  – ondulación (Palmstrøm, 1995; Cai *et al.*, 2004)

Waviness terms	Undulation	Rating for waviness $J_W$
Interlocking (large-scale)		3
Stepped		2.5
Large undulation	> 3%	2
Small to moderate undulation	0.3-3%	1.5
Planar	< 0.3%	1



Undulation =  $a/D$   
D - length between maximum amplitudes

Tabla 2-8: Valoración para el parámetro  $J_S$  – rugosidad (Palmstrøm, 1995; Cai *et al.*, 2004)

Smoothness terms	Description	Rating for smoothness $J_S$
Very rough	Near vertical steps and ridges occur with interlocking effect on the joint surface	3
Rough	Some ridge and side-angle are evident; asperities are clearly visible; discontinuity surface feels very abrasive (rougher than sandpaper grade 30)	2
Slightly rough	Asperities on the discontinuity surfaces are distinguishable and can be felt (like sandpaper grade 30-300)	1.5
Smooth	Surface appear smooth and feels so to touch (smoother than sandpaper grade 300)	1
Polished	Visual evidence of polishing exists. This is often seen in coating of chlorite and specially talc	0.75
Slickensided	Polished and striated surface that results from sliding along a fault surface or other movement surface	0.6-1.5

Tabla 2-9: Valoración para el parámetro  $J_A$  – alteración (Palmstrøm, 1995; Cai *et al.*, 2004)

Term	Description	$J_A$	
Rock wall contact	<i>Clear joints</i>		
	Healed or "welded" joints (unweathered)	Softening, impermeable filling (quartz, epidote, etc.)	0.75
	Fresh rock walls (unweathered)	No coating or filling on joint surface, except for staining	1
	Alteration of joint wall: slightly to moderately weathered	The joint surface exhibits one class higher alteration than the rock	2
	Alteration of joint wall: highly weathered	The joint surface exhibits two classes higher alteration than the rock	4
	<i>Coating or thin filling</i>		
Filled joints with partial or no contact between the rock wall surfaces	Sand, silt, calcite, etc.	Coating of frictional material without clay	3
	Clay, chlorite, talc, etc.	Coating of softening and cohesive minerals	4
	Sand, silt, calcite, etc.	Filling of frictional material without clay	4
	Compacted clay materials	"Hard" filling of softening and cohesive materials	6
	Soft clay materials	Medium to low over-consolidation of filling	8
	Swelling clay materials	Filling material exhibits swelling properties	8-12

Al incluir parámetros cuantitativos como datos de entrada en la formulación propuesta, el sistema empieza a ser menos dependiente de la experiencia, pero manteniendo su

simplicidad general (Cai *et al.*, 2004). En el ábaco GSI presentado en la Figura 2-39 se observa que el tamaño de bloque es complementado con el volumen de bloque ( $V_b$ ) y la descripción de las juntas es complementada con el Factor de Estado de Juntas ( $J_c$ ).

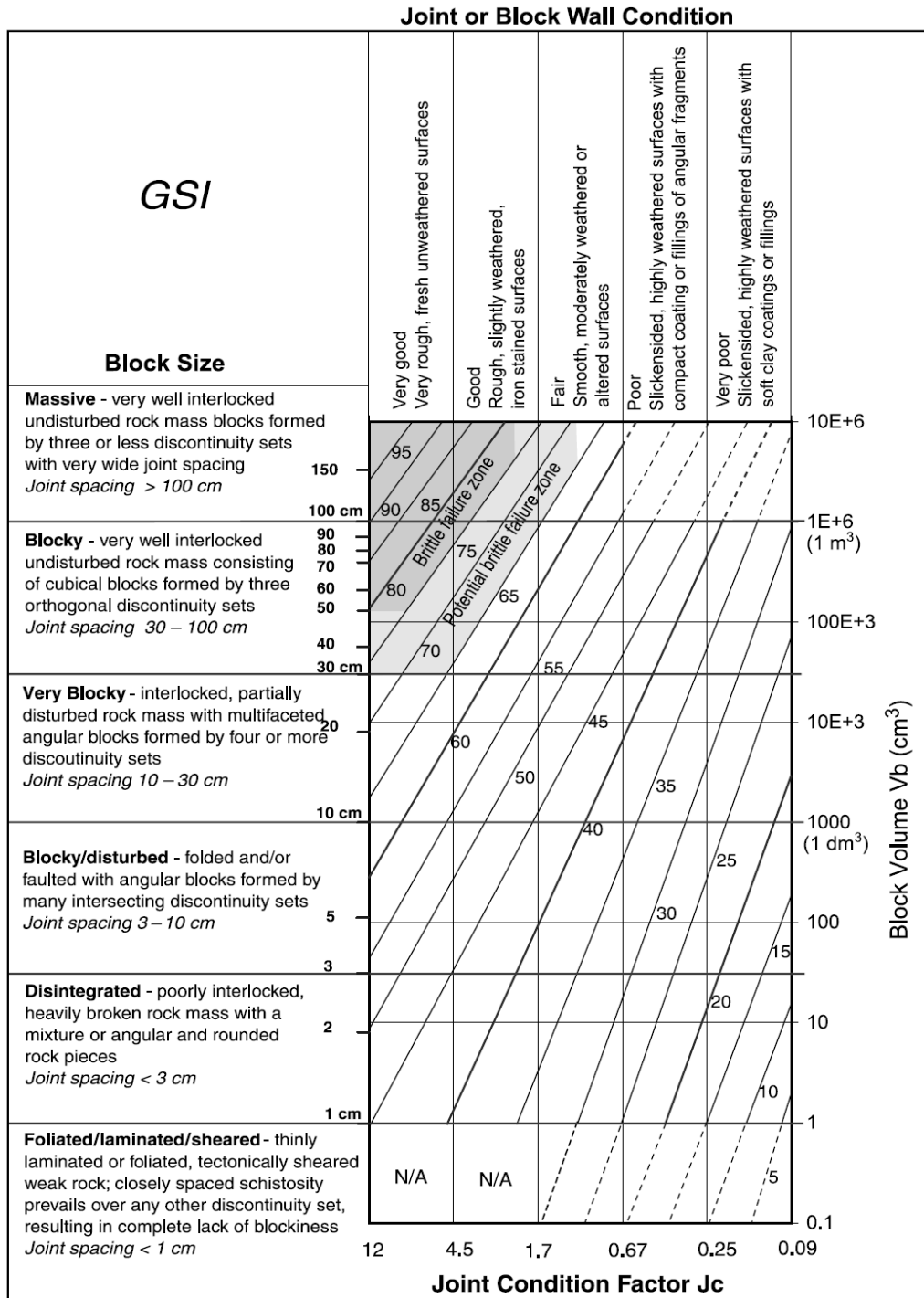


Figura 2-39: Cuantificación del GSI en función de  $V_b$  y  $J_c$  (Cai *et al.*, 2004)

Posteriormente Cai *et al.* (2006) proporciona la siguiente formulación cuantitativa para el cálculo de GSI en función de  $V_b$  y  $J_c$ :

$$GSI(V_b, J_c) = \frac{26.5 + 8.79 \ln J_c + 0.9 \ln V_b}{1 + 0.0151 \ln J_c - 0.0253 \ln V_b} \quad (2.23)$$

Respecto a esta versión del ábaco se tienen los siguientes comentarios:

- Al considerar el parámetro  $V_b$  para definir la estructura del macizo rocoso, se está obviando el comportamiento del macizo rocoso en otras escalas de análisis. Por ejemplo, a nivel de afloramiento puede clasificarse como *blocky*, pero si se va a evaluar un talud de altura considerablemente mayor, probablemente lo más adecuado sea considerar una clasificación *disintegrated*.
- Esta versión del GSI si aporta consideraciones sobre la reducción de la resistencia al corte de las fracturas considerando la escala de análisis (parámetro  $J_w$ , ondulación a gran escala), es el primer enfoque que lo considera.
- Sería más adecuado considerar un parámetro que valore la relación entre  $V_b$  y las dimensiones de la estructura, en lugar de usar solamente  $V_b$ . De esta manera se tendría en cuenta el efecto escala, tanto para la estructura como para la resistencia de las discontinuidades.
- Sería recomendable eliminar las filas correspondientes a la roca intacta y a las rocas foliadas o laminadas, con la finalidad de mantener la esencia de la aplicación del criterio de Hoek-Brown. Si se considera estudiar materiales foliados o intactos es recomendable proponer algún ábaco adicional, pero no combinarlos en uno solo.

#### 2.5.2.4 INDICE GSI (RUSSO, 2009)

Russo (2009) propone un nuevo enfoque para la evaluación cuantitativa del índice GSI considerando la afinidad conceptual entre el sistema GSI y el parámetro de discontinuidades (JP) incluido en la definición del índice RMi (Palmstrøm, 1995, 1996). Se deriva una relación entre los dos índices para obtener una evaluación cuantitativa del GSI por medio de los parámetros de entrada básicos para la determinación del RMi, el volumen del bloque ( $V_b$ ) y el factor de estado de juntas ( $j_c$ ) definido por Palmstrøm (1995).

De esta manera, se tiene la posibilidad de aplicar y comparar dos enfoques independientes para la determinación del GSI, el primero corresponde al ábaco cualitativo de Hoek-Brown, basado principalmente en el grado de conectividad de los bloques que conforman el macizo rocoso, y el método de evaluación cuantitativo propuesto, basado principalmente en el grado de fracturamiento del macizo rocoso.

De acuerdo con estos dos enfoques, se tienen las siguientes relaciones para la resistencia del macizo rocoso:

$$RMi : \sigma_{cm} = \sigma_c * JP \quad (2.24)$$

$$GSI : \sigma_{cm} = \sigma_c * s^a \quad (2.25)$$

Por lo tanto, JP debería ser numéricamente equivalente a  $s^a$ , entonces JP puede ser expresado de la siguiente manera:

$$JP = [\exp((GSI - 100) / 9)]^{(1/2)+(1/6)*[\exp(-GSI/15)-\exp(-20/3)]} \quad (2.26)$$

Dicha expresión también puede escribirse como:

$$GSI = 153 - 165 / [1 + (JP / 0.19)^{0.44}] \quad (2.27)$$

Además, el parámetro JP puede ser calculado por la ecuación:

$$JP = 0.2 * jC^{0.5} * V_b^D \quad (2.28)$$

$$D = 0.37 * jC^{0.37} \quad (2.29)$$

Reemplazando las Ecuaciones 2.28 y 2.29 en la Ecuación 2.27, se tiene una expresión que relaciona el GSI con el  $V_b$  y  $jC$ . Esta formulación se presenta gráficamente en la Figura 2-40.

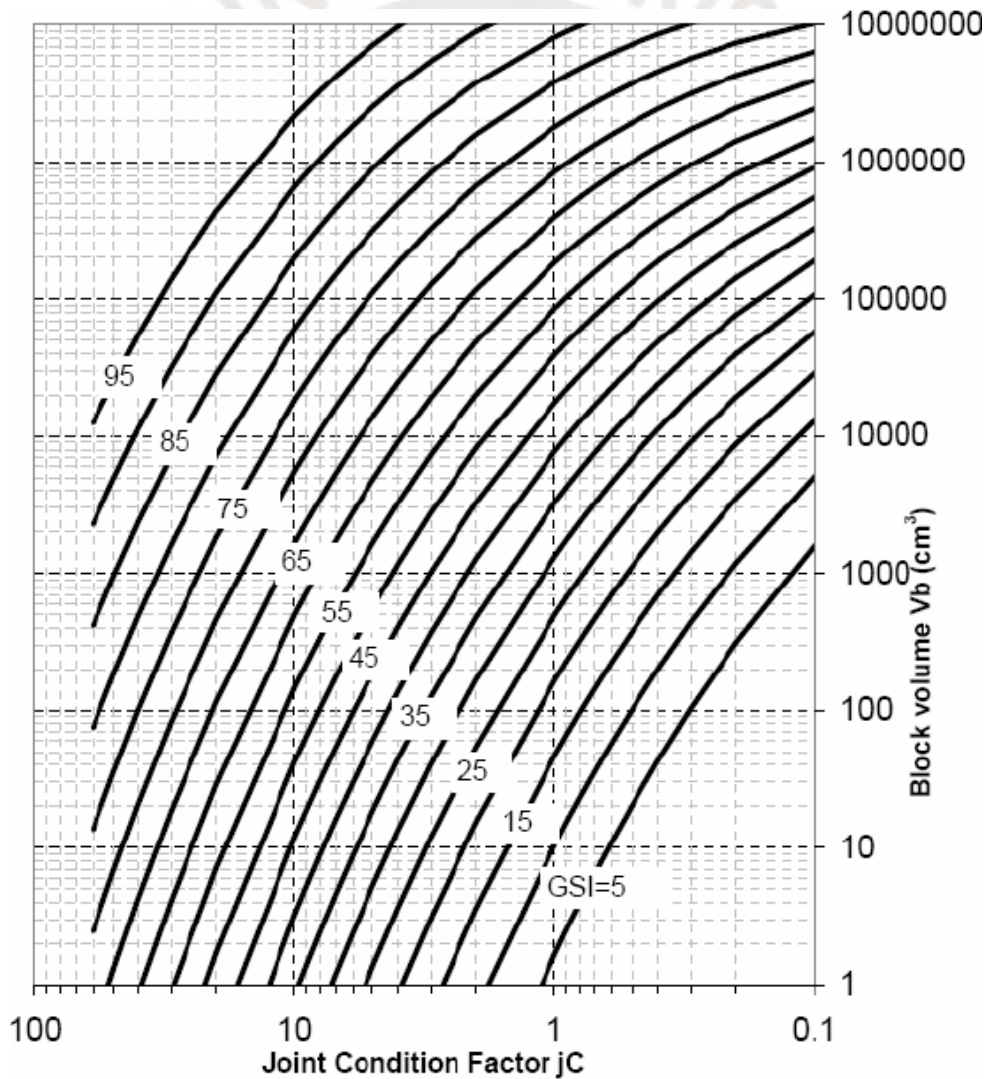


Figura 2-40: Cuantificación del GSI en función de  $V_b$  y  $jC$  (Russo, 2009)

Respecto a esta versión del ábaco se tienen los siguientes comentarios:

- Al igual que en el ábaco de Cai *et al.* (2004), al considerar solamente el parámetro  $V_b$  para definir la estructura del macizo rocoso, se está obviando el comportamiento del macizo rocoso en otras escalas de análisis. Por ejemplo, a nivel de afloramiento puede clasificarse como *blocky*, pero si se va a evaluar un talud de altura considerablemente mayor, probablemente lo más adecuado sea considerar una clasificación *disintegrated*.
- El ábaco de Russo (2009) es la única versión en que se proporciona una formulación para el cálculo del GSI obtenida a partir de la relación entre parámetros utilizados en criterios de rotura y en clasificaciones geomecánicas (en este caso el RMi), lo cual permite tener otro enfoque en el cálculo del GSI.
- Los enfoques de Russo (2009) y Cai *et al.* (2004) están expresados en términos del parámetro denominado factor de estado de junta, cuya definición en ambos enfoques es similar pero no exactamente igual, denominado  $J_C$  en el caso de Cai *et al.* (2004) y  $j_C$  en el caso de Russo (2009), lo cual suele generar confusión al realizar estudios de comparación entre resultados obtenidos con ambos enfoques. Para superar esta dificultad se sugiere asumir un factor de junta de  $J_L=1$  correspondiente a juntas continuas de 1 a 10 m, de modo que los valores de  $J_C$  y  $j_C$  sean equivalentes.
- La aplicación de las ecuaciones que son parte de la formulación suele generar confusión, sin embargo, el ábaco resultante es simple de comprender y de fácil aplicación.

#### **2.5.2.5 GSI EN MACIZOS ROCOSOS CON ESTRUCTURA INTRABLOQUE (DAY ET AL., 2016, 2019)**

Day *et al.* (2016) propuso el concepto de índice GSI compuesto (CGSI) para reflejar el incremento potencial de la resistencia del macizo rocoso en función de su estructura intrabloque, tal como el macizo rocoso presentado en la Figura 2-41.

Para este fin, complementariamente a las cinco categorías ya conocidas de la condición de las discontinuidades (muy buena, buena, regular, mala y muy mala), Day *et al.* (2016) adicionó una nueva columna a la izquierda del ábaco GSI, la cual describe la condición de juntas correspondientes a venas, venillas soldadas o materiales de relleno más resistentes que la roca intacta, lo cual indica un incremento del índice GSI debido a su estructura interbloque. Además, las categorías existentes de condición de discontinuidades han sido complementadas con la descripción específica de venas y/o venillas, pero refiriéndose a los materiales de menor resistencia (relleno).

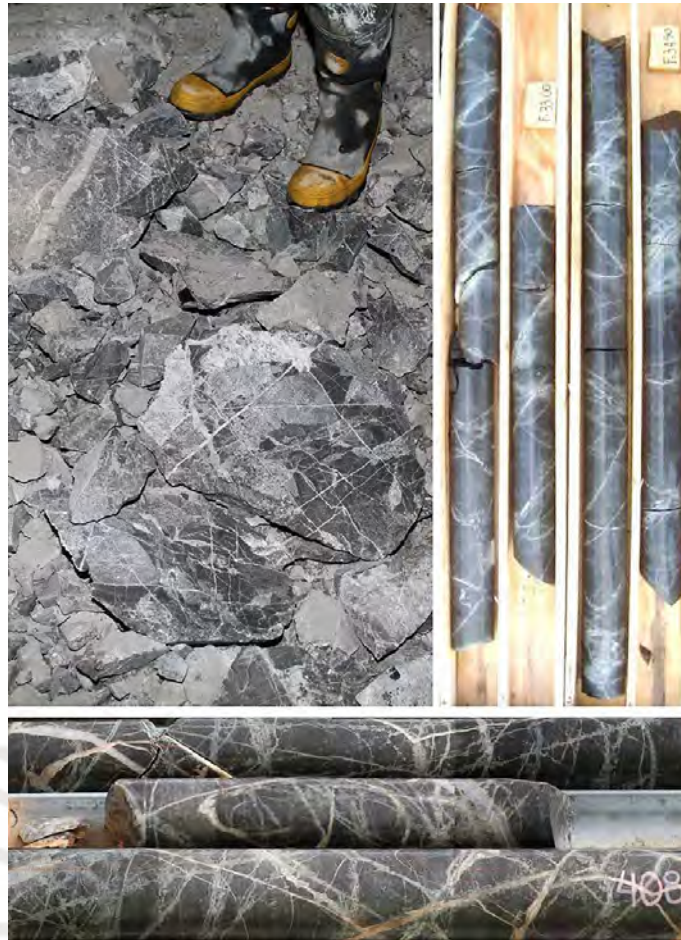


Figura 2-41: Ejemplos de macizos rocosos con estructura intrabloque, donde es aplicable el CGSI (Day *et al.*, 2019)

Inicialmente Day *et al.* (2016), incluyó cuatro categorías para representar la estructura del macizo rocoso, posteriormente Day *et al.* (2019) incluyó la categoría de macizo rocoso masivo para representar a los macizos rocosos con discontinuidades muy espaciadas, con valores de GSI entre 85 y 100. Este ábaco se presenta en la Figuras 2-42.



### 2.5.2.6 GSI EN AMBIENTES HIPÓGENOS (RUSSO ET AL., 2020)

Russo *et al.* (2020) indica que tradicionalmente se han desarrollado sistemas de clasificación para macizos rocosos con estructura en bloques y con discontinuidades abiertas o parcialmente abiertas y alteradas, los cuales se han aplicado con éxito en operaciones mineras en todo el mundo. Sin embargo, con el aumento de profundidad de las operaciones, la industria minera se enfrentó el desafío de explotar yacimientos a mayor profundidad, los cuales se caracterizan por estar conformados por macizos rocosos de una alta resistencia con un *stockwork* de vetas cementadas en un estado de tensiones elevadas.

En estos ambientes hipógenos, es difícil para los sistemas tradicionales caracterizar geomecánicamente al macizo rocoso en diferentes unidades geotécnicas (Russo *et al.*, 2020), por lo que se ha propuesto un nuevo método para cuantificar GSI, denominado “*Intact GSI*” (IGSI), el cual se calcula en función del espaciamiento entre las vetas cementadas y de la dureza del relleno mineral definida en términos de la escala de Mohs.

Este método ha sido probado en el yacimiento Los Sulfatos (Chile), un depósito de pórfido de cobre en un ambiente hipógeno (Figura 2-43). Los resultados permitieron obtener una mejor diferenciación de la calidad geomecánica entre las diferentes unidades geotécnicas, debido a la diferente resistencia mineralógica del relleno y diferentes tipos de alteración, en comparación con la evaluación mediante los sistemas tradicionales (Russo *et al.*, 2020).

Se indica también, que el método propuesto ha sido desarrollado para macizos rocosos primarios y no debe usarse en un macizo rocoso caracterizado por discontinuidades abiertas y alteradas. El ábaco propuesto para el IGSI se presenta en la Figura 2-44.

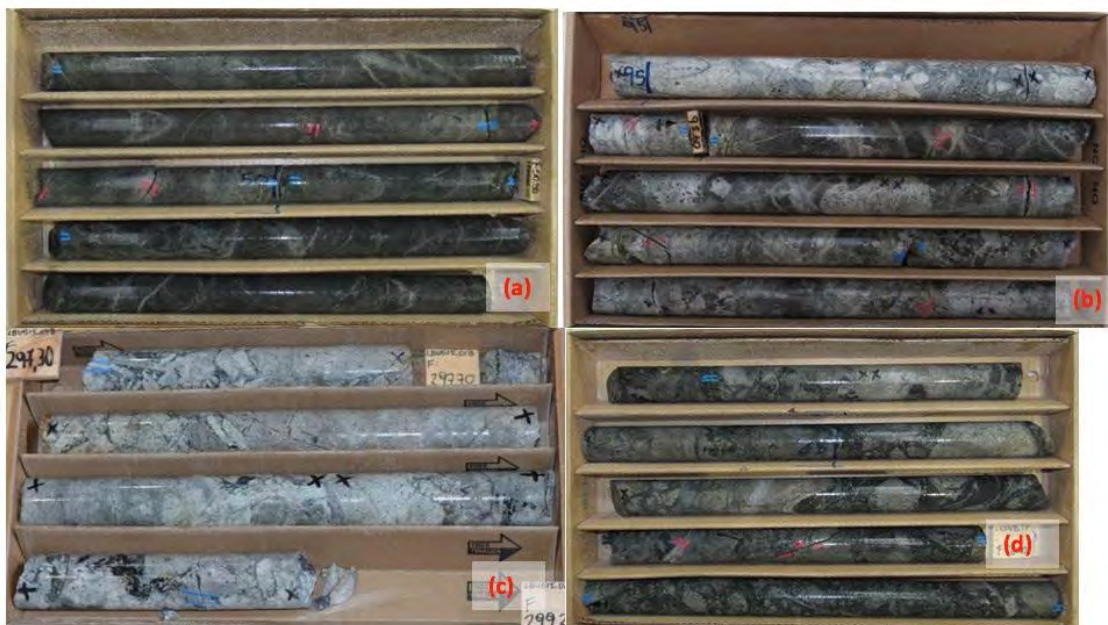


Figura 2-43: Ejemplos de roca primaria del yacimiento Los Sulfatos, en los que se aplicó con éxito el sistema IGSI (Russo *et al.*, 2020)

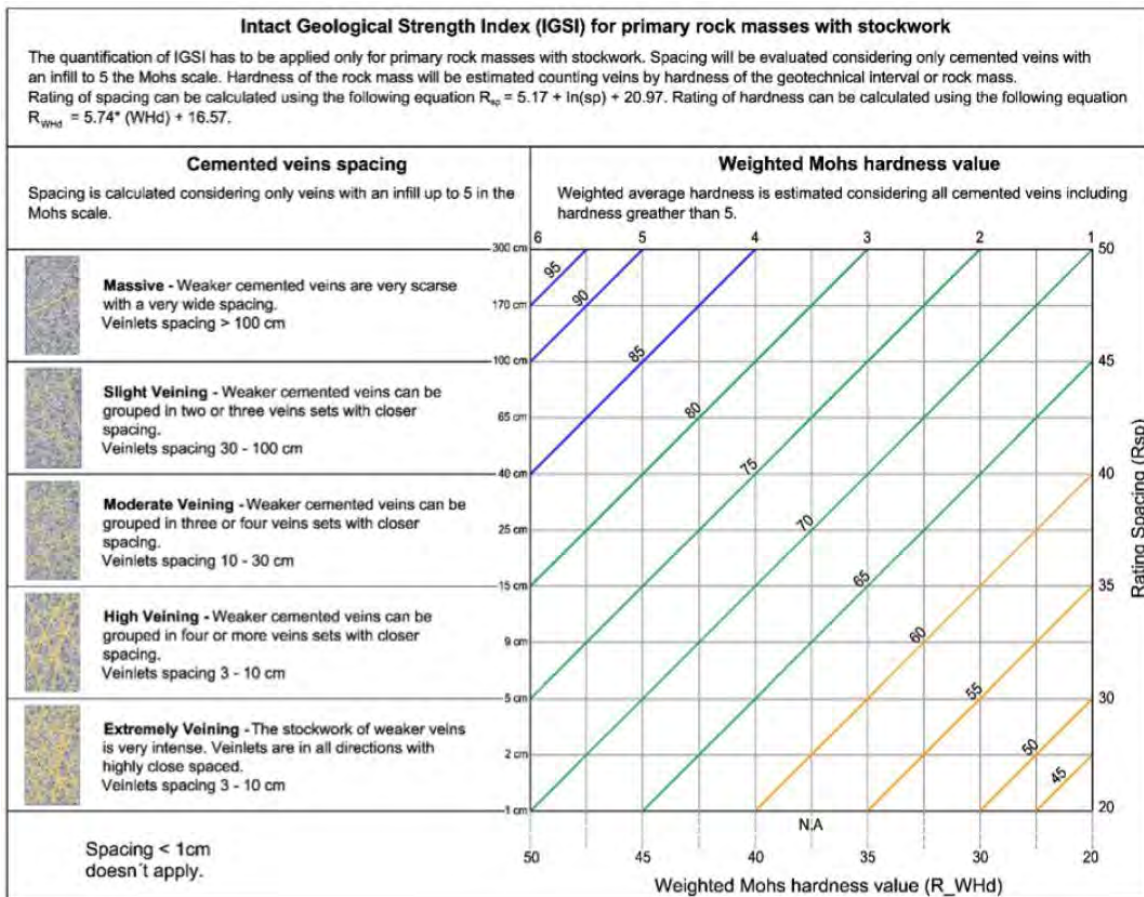


Figura 2-44: Ábaco para el cálculo del índice IGSI en macizos rocosos primarios con *stockworks* (Russo *et al.*, 2020)

### 2.5.2.7 GSI DIRECCIONAL (BACZYNSKI, 2020)

Baczynski (2020), indica que la resistencia al corte del macizo rocoso suele ser direccional debido a que los defectos geológicos (discontinuidades) se alinean juntamente con las superficies de rotura. Por ejemplo, en la Figura 2-45 se presentan varias roturas del tipo *step-path*, en las que se observa como la superficie de rotura se propaga a través de las discontinuidades pre-existentes y también rompiendo los puentes de roca intacta.

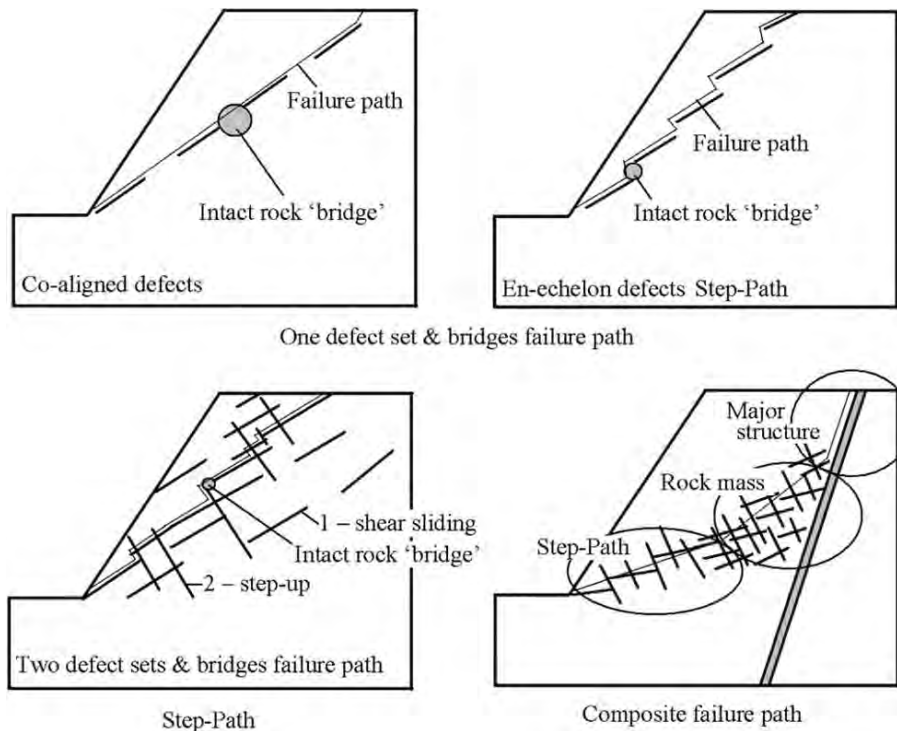


Figura 2-45: Ejemplos de varios tipos de rotura del tipo *step-path* (Baczynski, 2020)

En un caso extremo, toda la superficie de rotura puede estar definida por defectos co-alineados y la resistencia del macizo rocoso en esa dirección sería igual a la resistencia de las discontinuidades más la resistencia de cualquier puente de roca intacta que pueda existir entre las fracturas (Figura 2-46).

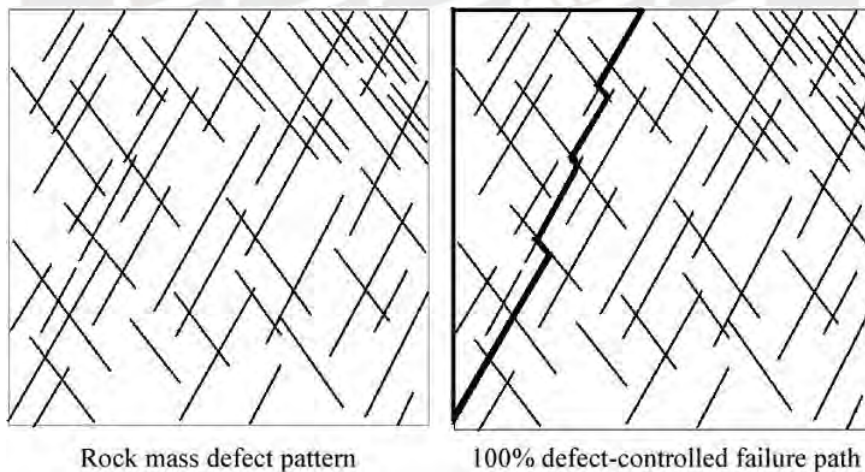


Figura 2-46: Rotura del macizo rocoso a través de las fracturas co-alineadas (Baczynski, 2020)

Estudios realizados previamente por Baczynski (2018, 2019) indican que existe una relación lineal entre los porcentajes de defectos co-alineados, los puentes de roca intacta y los ajustes requeridos en el índice GSI para cuantificar la resistencia al corte direccional en las ecuaciones que definen el criterio de Hoek-Brown.

El ajuste realizado en el índice GSI consta de dos pasos, en primer lugar, este es ajustado negativamente para el porcentaje relativo de la longitud de la superficie de rotura que queda definida por las discontinuidades alineadas, y posteriormente el índice GSI se ajusta positivamente considerando el porcentaje relativo de la longitud de la superficie de rotura definida por los puentes de roca intacta que se ubican entre los defectos co-alineados.

Por lo tanto, el índice GSI direccional se calcula con la expresión definida en la Ecuación 2.35.

$$GSI_{dir} = GSI_{macizo\ rocoso} - 0.4(\% \text{ defectos co - alineados}) + 1.2(\% \text{ puentes de roca}) \quad (2.35)$$

En la Ecuación 2.35 se suelen utilizar los coeficientes 0.40 y 1.20 para el porcentaje de defectos co-alineados y el porcentaje de puentes de roca respectivamente, sin embargo, los factores de ajuste de GSI se pueden refinar aún más en función del parámetro  $m_i$  y del tipo de roca, tal como se presenta en la Tabla 2-10.

Tabla 2-10: Factores de corrección de GSI por efecto de direccionalidad (traducido de Baczynski, 2019)

Tipo de roca	Factor de ajuste del GSI para el 1% de ocurrencia	
	Defectos co-alineados	Puentes de roca intacta
Macizos rocosos en general	0.40	1.2
Macizos rocosos con $m_i \leq 19$	0.48	1.2
Macizos rocosos con $m_i > 19$	0.35	1.2
Rocas sedimentarias (todas las variedades)	0.48	1.2
Arenisca	0.53	1.0
Limolita	0.40	1.2
Rocas intrusivas	0.37	1.5
Rocas metamórficas	0.53	2.0

El enfoque de Baczynski (2020) constituye una ampliación en la definición del índice GSI, ya que, en los primeros ábacos publicados, por ejemplo, Hoek y Marinos (2000), se indica que no era aplicable en el caso de la presencia de planos de debilidad con orientación desfavorable respecto a la excavación. Sin embargo, en estas publicaciones se ha aplicado con éxito en el estudio de roturas que incluyen estos planos de debilidad de manera discontinua (roturas del tipo *step-path*). A pesar de ello, esta consideración de

aplicación debe realizarse con precaución, ya que está fuertemente ligada a los efectos de escala asociados a los macizos rocosos.

### 2.5.2.8 GSI VOLUMÉTRICO V-GSI (SCHLOTFERD Y CARTER, 2018)

Tal como se ha mencionado, en las dos últimas décadas, varios investigadores han intentado cuantificar el índice GSI, siendo la formulación de Hoek *et al.* (2013) una de las más difundidas y con mayor aceptación, a pesar de que considera el valor del RQD como medida de la estructura del macizo rocoso. Este enfoque tiene limitaciones cuando el espaciamiento entre las discontinuidades es considerable (típicamente mayor que 0.3 m), en estos casos, el valor del RQD por sí solo no puede caracterizar adecuadamente el grado de fracturamiento del macizo rocoso, ya que en estos casos su valor es de 100%.

Por este motivo, Schlotferd y Carter (2018) proponen un nuevo enfoque para cuantificar el GSI en macizos rocosos fracturados, incluyendo a aquellos que presentan fracturas ampliamente espaciadas, y que no sea dependiente solo del valor del RQD. Para este fin, se ha incluido en el ábaco el parámetro de recuento volumétrico de fracturas (VFC) (fracturas/m<sup>3</sup>), con la finalidad de solucionar los problemas de escalabilidad y sesgo relacionados con el uso de RQD en el proceso de cuantificación.

El ábaco propuesto permite evaluar una gran variedad de tamaños de bloque, incluidos tamaños mucho más grandes de lo que es posible definir solamente con el RQD, además en el eje vertical presenta relaciones gráficas entre los valores del RQD, VFC y P<sub>32</sub>, el cual es un parámetro que se usa con frecuencia en el modelado de DFN.

El nuevo gráfico también incluye escalas correlacionadas, tanto en el eje vertical como en el horizontal, utilizando parámetros de los sistemas RMR y Q, que proporcionan un enfoque unificado que es escalable y fácilmente cuantificable, y que permite representar los tres principales sistemas de clasificación de macizos rocosos junto con P<sub>32</sub> dentro de un solo gráfico (Figura 2-47).

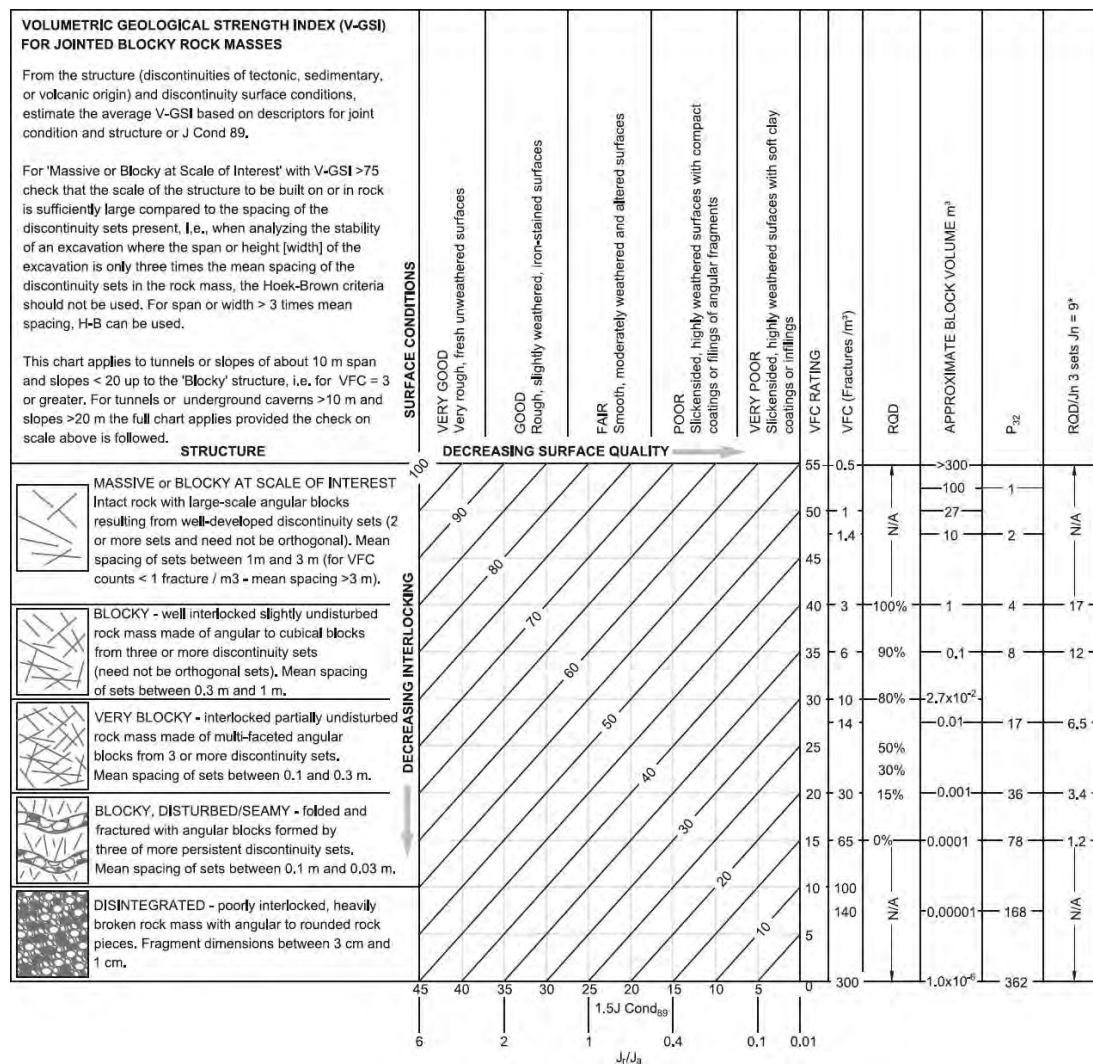


Figura 2-47: Ábaco para el cálculo del índice V-GSI (Schlofteld y Carter, 2018)

La aplicación de este ábaco ha ganado aceptación en los últimos años, debido a que se considera como una generalización del ábaco de Hoek *et al.* (2013). Por ejemplo, Sutton y Schlofteldt (2019) presentaron un análisis numérico de túneles ubicados a 50 m de profundidad en areniscas de la región de Sydney, obteniendo resultados razonables en cuanto a la determinación de los parámetros geotécnicos del macizo rocoso.

### 2.5.2.9 GSI EN SONDEOS (ITASCA, 2011)

Itasca (2011) presenta una metodología para la determinación del GSI en sondeos basado en el espaciamiento entre fracturas y en la condición de las discontinuidades. Para tal fin, se consideró dos enfoques para la evaluación de la condición de juntas, el primero basado en el parámetro JCond<sub>89</sub> obtenido a partir del índice RMR (Bieniawski, 1989), pero sin considerar el puntaje asociado a la persistencia de las fracturas, debido a que es de difícil estimación en sondeos y además no aparece en la descripción del GSI (Itasca, 2011), a este último parámetro se le denominó RMR(4).

El segundo enfoque está definido en función del factor de estado de junta (J<sub>C</sub>) definido por Cai *et al.* (2004). Itasca (2011) consideró relacionar los parámetros RMR(4) y J<sub>C</sub> en función de los cinco grupos característicos asociados a la condición de juntas. Itasca

(2011) sugiere que considerando esta equivalencia, se puede obtener el GSI a partir del espaciado entre juntas y del RMR(4), ambos valores pueden ser obtenidos directamente de los sondeos ya que son parámetros observables a pequeña escala. Las formulaciones propuestas por Itasca (2011) se presentan en las Ecuaciones 2.36 y 2.37.

**Si se utiliza el parámetro RMR(4):**

$$GSI(RMR4, e) = A + B * \log(e) + C * \log(e)^2 + D * (RMR4) + E * (RMR4) * \log(e) + F * (RMR4)^2 \quad (2.36)$$

Dónde: A=7.973272, B=5.144583, C=3.111099, D=1.790862, E=0.431008, F=-0.010140

**Si se utiliza el parámetro J<sub>C</sub>:**

$$GSI(J_c, e) = A + B * \log(e) + C * \log(e)^2 + D * (J_c) + E * (J_c) * \log(e) + F * (J_c)^2 \quad (2.37)$$

Dónde: A=27.446853, B=10.201701, C=3.111099, D=17.6194872, E=4.889197, F=-1.03337

Respecto a ambas formulaciones propuestas, Itasca (2011) concluye que es más fácil de determinar el GSI en sondeos a partir del RMR(4), debido a que es posible estimar el espaciado entre fracturas de forma razonable observando las familias presentes en los afloramientos rocosos o en sondeos, mientras que el factor de estado de la junta (J<sub>C</sub>) depende, entre otros parámetros, de la ondulación de la junta a gran escala (J<sub>w</sub>), valor que resulta muy complicado valorar a nivel de sondeo.

Por otro lado, los sondeos también son útiles para determinar el buzamiento de sistemas de fracturas con dirección horizontal o sub-horizontal, los cuales generalmente no pueden ser mapeados en afloramientos rocosos. Si bien es cierto la definición original del índice GSI no tiene en cuenta la orientación de las fracturas, otras formulaciones, por ejemplo, Baczynski (2020), precisan conocer la presencia de sistemas de fracturas con orientación desfavorable respecto a la excavación.

### 2.5.2.10 GSI PARA SONDEOS EN ROCA GRANITO (LIN ET AL., 2014)

Lin *et al.* (2014) sostienen que debido a que la estimación del índice GSI es relativamente subjetiva debido a la falta de parámetros cuantitativos, el método tradicional para estimar el GSI no es adecuado para caracterizar muestras de rocas obtenidas de perforaciones diamantinas.

Teniendo como base el método de estimación de GSI para los materiales denominados *flysch* (Marinos y Hoek, 2000), Lin *et al.* (2014) proponen dos parámetros de cálculo:

- La condición de las discontinuidades, y
- La longitud del testigo de la roca.

Esta metodología está desarrollada para su aplicación exclusiva en especímenes de granito obtenidos en perforaciones diamantinas, el ábaco propuesto (Figura 2-48) proporciona imágenes referenciales de núcleos de perforación en reemplazo de los esquemas presentados tradicionalmente en los ábacos para el cálculo del GSI.

En este enfoque, la condición de las fracturas se calcula en función del parámetro V, definido como:

$$V = SCR + RMC \quad (2.38)$$

Donde:

$$SCR = R_r + R_w + R_f \quad (2.39)$$

$R_r$ ,  $R_w$  y  $R_f$  indican las valoraciones por rugosidad, alteración y relleno respectivamente, cuyos puntajes se han tomado de la propuesta de Sonmez y Ulusay (1999, 2002).

El valor de RMC (*Rock Mineral Condition*) se calcula en función del porcentaje de minerales presentes en la roca granito (cuarzo, feldespato), y de las características de sus granos (forma y tamaño), este parámetro se obtiene como la suma de dos valores (valor 1 y valor 2), los cuales se presentan en la Tabla 2-11.

Tabla 2-11: Cuantificación de la textura de la roca (traducido de Lin *et al.*, 2014)

Proporción de minerales	Valor 1	Tamaño de grano	Valor 2	Grado
Cuarzo > 60%, Feldespato 30-40%, mineral melanocrático < 10%	6	Cristales de tamaño homogéneo, textura de grano fino - granular	6	Muy bueno
Cuarzo 30-60%, Feldespato 30-60%, mineral melanocrático < 10%	5	Cristales de tamaño homogéneo, textura de grano medio - granular	5	Bueno
Cuarzo 30-60%, Feldespato 30-50%, mineral melanocrático < 10-20%	4	Cristales de tamaño homogéneo, textura de grano grueso	3	Medio
Cuarzo 20-30%, Feldespato 40-60%, mineral melanocrático < 10-20%	2	Cristales de tamaño heterogéneo, textura de grano medio - granular	2	Malo
Cuarzo 20-30%, Feldespato 40-50%, mineral melanocrático < 20-30%	1	Cristales de tamaño heterogénea, textura de grano grueso	1	Muy malo

Respecto a la estructura del macizo rocoso, se aportan seis categorías, las cuales van desde la roca intacta hasta la roca intensamente fracturada, de acuerdo con lo presentado en la Figura 2-48.

Estas categorías pueden definirse en función del parámetro RCL (*Rock Core Length*), que a su vez se define en términos del índice RQD, sin embargo, Lin *et al.* (2014) indican que para definir la estructura del macizo rocoso es recomendable tener como referencia las fotografías de los testigos diamantinos típicos en granito presentados en el ábaco de la Figura 2-48.

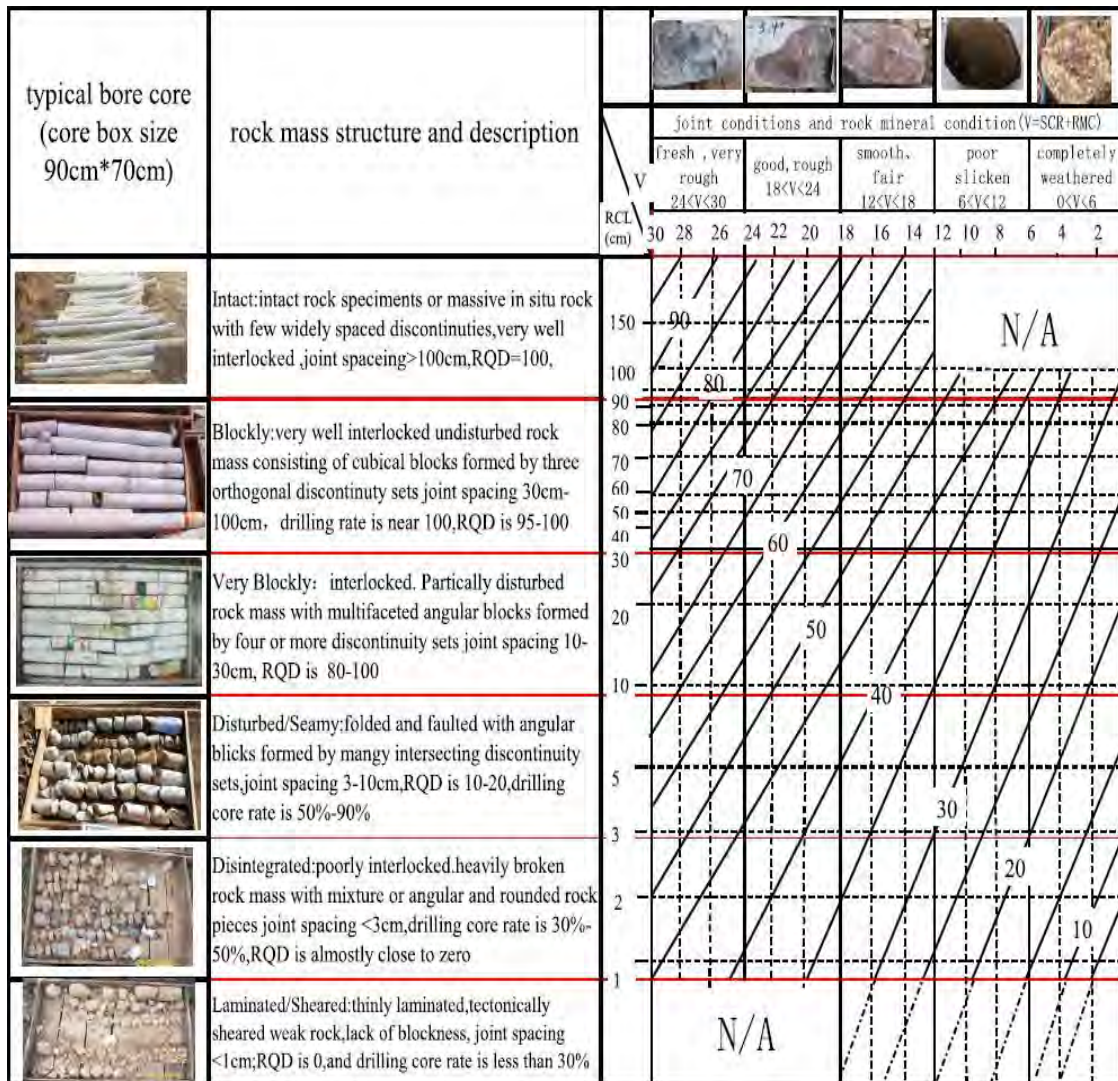


Figura 2-48: Cálculo de GSI en sondeos en roca granito (Lin *et al.*, 2014)

La metodología presentada por Lin *et al.* (2014) es un método práctico para determinar el GSI en especímenes obtenidos de sondeos en roca granito, el cual puede correlacionarse con las propiedades resistentes y deformacionales del mismo. Complementariamente se recomienda realizar pruebas de compresión uniaxial de testigos de roca intacta en laboratorio con la finalidad de definir la envolvente de rotura de Hoek-Brown.

### 2.5.2.11 GSI PARA SONDEOS EN GNEIS ALTERADO (SHANG ET AL., 2011)

De manera similar a lo presentado por Lin *et al.* (2014), se desarrolló una metodología para evaluar el índice GSI en gneises alterados obtenidos en perforaciones diamantinas. Para este fin se seleccionaron dos parámetros:

- La estructura del macizo rocoso está representada por el parámetro RCL (*Rock Core Length*), que se refiere a la longitud “intacta” del núcleo extraído.

- La condición de las discontinuidades está dada por el parámetro  $J_c$  de acuerdo a lo indicado por Cai *et al.* (2004)

Shang *et al.* (2011) indica que los gráficos referenciales presentados en el ábaco de cálculo del índice GSI son bidimensionales, sin embargo, esta condición no puede ser satisfecha en las perforaciones diamantinas debido a que la condición estructural del mismo se observa en un solo plano. Por lo tanto, es conveniente sustituir los esquemas referidos a la estructura del macizo rocoso presentados por Hoek (1994) y Hoek *et al.* (1995), por aquellos correspondientes a seis casos típicos observados durante la perforación de núcleos de gneis, a partir de esta modificación se concluye que hay una buena correspondencia entre las imágenes propuestas y los valores de RCL asociados a los testigos de roca gneis. El ábaco resultante se presenta en la Figura 2-49.

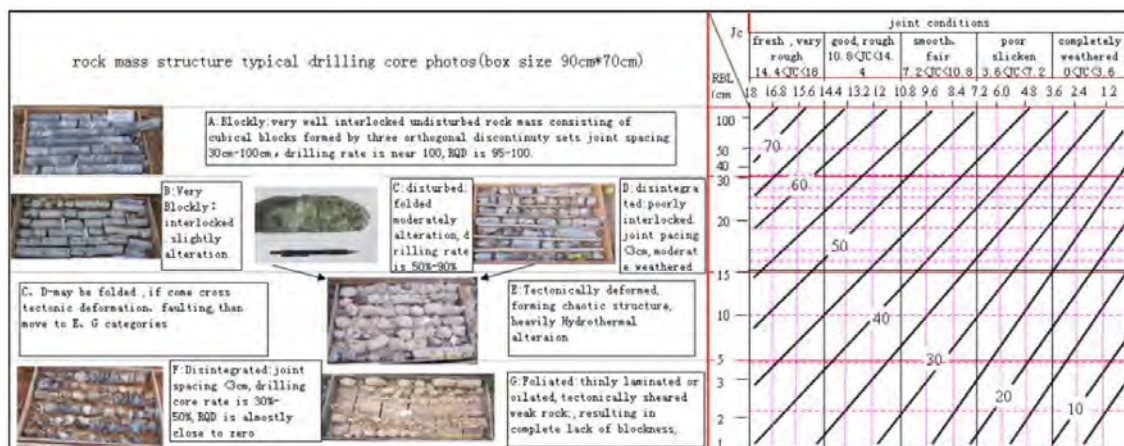


Figura 2-49: Cálculo de GSI en sondeos en roca gneis (Shang *et al.*, 2011)

### 2.5.2.12 GSI EN ROCAS METAMÓRFICAS (TRUZMAN, 2007, 2009)

Truzman (2007, 2009), durante trabajos de excavación de túneles en obras de carreteras en Venezuela, observó que el sistema GSI no se adaptaba bien a las rocas metamórficas, ya que la mayoría de estas se representaban en la última fila del ábaco de Marinos y Hoek (2000).

Por este motivo, Truzman (2007, 2009) desarrolló un nuevo ábaco para el cálculo del GSI con algunas modificaciones respecto al original, en el que se tiene en cuenta la equivalencia entre las estructuras mostradas en el GSI original y las observadas en la práctica durante excavaciones en rocas metamórficas. Estas modificaciones incluyeron cambios en la columna "estructura", en donde ahora se representan los afloramientos rocosos con diferentes porcentajes de foliación, complementándose con las categorías de roca intacta o masiva y rocas foliadas/laminadas indicadas en el ábaco de Hoek *et al.* (1998).

El ábaco GSI modificado por Truzman (2007) para caracterizar rocas metamórficas se utilizó con éxito en varios proyectos ferroviarios en Venezuela, en donde se encontraron rocas metamórficas foliadas (esquistos y filitas) en los túneles que representaban más del 90% del macizo rocoso en estudio. En el ábaco se incluyó un importante grupo de rocas metamórficas, como gneis, anfíbolitas, serpentinitas y cuarcitas. En la Figura 2-50 se presenta el ábaco propuesto por Truzman (2007).


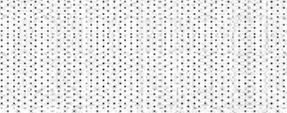

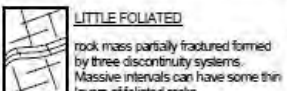

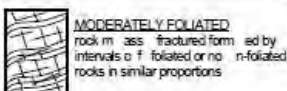

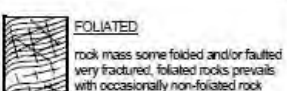

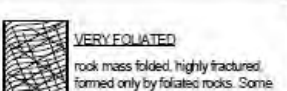

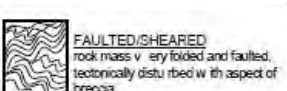
CHARACTERISTIC OF THE ROCK MASS TO ESTIMATE THE GEOLOGICAL STRENGTH INDEX (GSI)		SURFACE CONDITION				
<p>appropriate interval of this chart. Estimate the average value of the Geological Strength Index (GSI) from the interval. Do not attempt to be too precise. Quoting a range of GSI from 36 to 42 is more realistic than stating that GSI = 38. It is also important to recognize that the Hoek-Brown criterion should only be applied to rock masses where the size of the individual blocks or pieces is small compared with size of the excavation under consideration. When individual block sizes are more than approximately one quarter of the excavation dimension, failure will generally be structurally controlled and the Hoek-Brown criterion should not be used.</p>		VERY GOOD Very rough, closed and fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, aperture < 1 mm, hard inclusions	FAIR Slightly rough, moderately weathered, aperture 1 – 5 mm, hard and soft inclusions	POOR Smooth, highly weathered, aperture > 5 mm, soft inclusions are predominant	VERY POOR Slackensided, highly weathered, aperture > 5 mm, soft inclusions
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY				
NON-FOLIATED ROCK MASS	FOLIATED ROCK MASS	INCREASING PRESENCE OF FOLIATED ROCKS OR DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES				
 <p><b>INTACT OR MASSIVE</b> intact or massive rock mass in situ rock with few discontinuities widely spaced</p>		90			N/A	N/A
 <p><b>NON-FOLIATED/FRACTURED</b> rock mass little perturbed consisting of cubical blocks formed by three orthogonal systems of discontinuities, very well interlocked</p>	 <p><b>LITTLE FOLIATED</b> rock mass partially fractured formed by three discontinuity systems. Massive intervals can have some thin layers of foliated rocks</p>	80	70			
 <p><b>NON-FOLIATED/VERY FRACTURED</b> rock mass partially disturbed consisting of angular blocks interlocked, formed by four or more discontinuity sets</p>	 <p><b>MODERATELY FOLIATED</b> rock mass fractured formed by intervals of foliated or non-foliated rocks in similar proportions</p>		60	50		
 <p><b>NON-FOLIATED/DISTURBED</b> rock mass folded and/or faulted with angular blocks formed by many intersecting discontinuity system</p>	 <p><b>FOLIATED</b> rock mass some folded and/or faulted very fractured, foliated rocks prevails with occasionally non-foliated rock</p>			40	30	
 <p><b>NON-FOLIATED/DISINTEGRATED</b> poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded rock pieces</p>	 <p><b>VERY FOLIATED</b> rock mass folded, highly fractured, formed only by foliated rocks. Some foliation may be non-planar</p>				20	
 <p><b>NON-FOLIATED/PULVERIZED</b> Rock mass totally fractured and tectonically sheared, resulting in complete lack of blocks</p>	 <p><b>FAULTED/SHEARED</b> rock mass very folded and faulted, tectonically disturbed with aspect of breccia</p>	N/A	N/A			10

Figura 2-50: Sistema GSI en rocas metamórficas (Truzman, 2007)

### 2.5.2.13 GSI EN ROCAS INTRUSIVAS

Marinos y Carter (2018), con la finalidad de evaluar los valores de GSI en las rocas intrusivas las han agrupado en dos categorías, de acuerdo a su composición mineralógica: félsicas y máficas.

- **GSI en macizos intrusivos félsicos**

Los granitos y las dioritas son intrusivos ígneos típicos de color claro. Los macizos rocosos graníticos frescos suelen ubicarse en el área definida por las tres primeras filas y las dos primeras columnas del ábaco estándar del GSI.

De acuerdo con su grado de meteorización, los valores de GSI podrían desplazarse hacia la derecha y hacia las filas inferiores, lo que indica una reducción del mismo.

Si la meteorización es de ligera a moderada (grados de meteorización II y hasta cierto punto III), los valores de GSI se mueven a la derecha, hacia las columnas correspondientes a las clasificaciones mala y muy mala debido a la presencia considerable de granito completamente degradado en el interior de las juntas.

Si la meteorización es más intensa (grados de meteorización III, IV y V), el macizo rocoso ha comenzado a degradarse en su totalidad y el valor de GSI se desplaza hacia la derecha y hacia abajo, a una estructura general más pobre. Las propiedades de la roca intacta también cambian en relación con el grado de meteorización. Si están completamente meteorizados, los macizos rocosos graníticos no deben describirse en términos de GSI, sino que deben tratarse como suelos.

- **GSI en macizos intrusivos máficos**

Corresponden al conjunto más oscuro y básico de rocas ígneas plutónicas, como las peridotitas y los gabros, los cuales presentan significativamente menos contenido silíceo en comparación con los grupos félsicos, y como consecuencia, una vez expuestos, son algo más susceptibles al deterioro por la intemperie respecto a sus contrapartes silíceas (félsicas).

Sin embargo, tal como sucede con los granitos, en donde los granos más gruesos y los feldespatos se degradan más, las rocas intrusivas básicas de grano más grueso y más ricas en olivino tienden a degradarse más.

Típicamente, las rocas ígneas intermedias y básicas, cuando están frescas, en su mayoría son ubicadas en las tres primeras filas y en las tres primeras columnas en el ábaco GSI estándar. Sin embargo, cuando están muy fracturadas y erosionadas, tienden a desintegrarse primero en la estructura y, por lo tanto, se mueven hacia la sección derecha del gráfico, y luego hacia abajo hasta la esquina inferior derecha cuando está degradado severamente.

#### **2.5.2.14 GSI EN ROCAS EXTRUSIVAS**

De acuerdo con Muñiz (2009), las rocas volcánicas están poco estudiadas geotécnicamente hablando. Estas presentan propiedades geotécnicas que las hacen diferentes a otros tipos de macizos rocosos, por ejemplo, su elevada heterogeneidad litológica y estructural con alternancia de materiales de diferentes propiedades, la presencia de discontinuidades de origen térmico, la presencia de vacíos de tamaños muy variables y una gran variabilidad en la extensión y espesor de las capas. Todo esto hace que estos macizos sean altamente anisótropos y heterogéneos.

Geotécnicamente, los macizos rocosos volcánicos pueden dividirse en dos grupos: los macizos lávicos, formados principalmente por coladas de lava solidificadas, y los macizos piroclásticos, formados por unión de pequeñas partículas fuertemente unidas (Muñiz, 2009).

- **GSI en macizos rocosos lávicos**

De acuerdo con Muñiz (2009), respecto a la aplicabilidad del sistema GSI en macizos rocosos lávicos, se indica lo siguiente:

- ✓ La sencillez del sistema GSI a la vez es su mayor inconveniente, ya que solamente evalúa el grado de fracturamiento del macizo rocoso y el estado de las paredes de las discontinuidades.
- ✓ Son más los parámetros que influyen en el comportamiento de este tipo de macizos rocosos, y que el GSI no tiene en cuenta, principalmente, la presencia de vacíos y la forma de los bloques.
- ✓ Tampoco se tiene en cuenta la resistencia a compresión simple de la roca matriz.
- ✓ La heterogeneidad de este tipo de macizos hace que la clasificación GSI sea dificultosa y a menudo inadecuada. Sin embargo, las modificaciones introducidas por Marinou y Hoek (2000) para macizos tipo *flysch* y por Hoek *et al.* (2005) para macizos tipo molasa, pueden resultar mucho más adecuadas para aplicarse en rocas volcánicas.

- **GSI en macizos rocosos piroclásticos**

González de Vallejo *et al.* (2006) indica que *“La aplicación de las clasificaciones geomecánicas en macizos formados por tobas masivas no es representativa, al ser macizos continuos, por lo que los parámetros de las discontinuidades, que tienen una influencia principal en el RMR y el sistema Q, quedan sin peso. Por otro lado, la resistencia del macizo depende de la resistencia de la matriz como parámetro fundamental, y el índice Q no tiene en cuenta este parámetro, de ahí que el resultado obtenido en esta clasificación no sea representativo del verdadero estado en que se encuentra el macizo.”*

Respecto al índice GSI, Muñiz (2009) sugiere que al no ponderar en medida alguna la resistencia de la roca matriz, su capacidad para evaluar las propiedades resistentes del macizo es prácticamente nula.

Según lo publicado por Serrano *et al.* (2008) respecto a los macizos rocosos piroclásticos, se estima que en la mayoría de los casos tienen un índice GSI que puede variar entre 25 y 60. Para materiales poco soldados (por ejemplo, los denominados picones en Tenerife) se puede asignar un valor de GSI de 25 (Serrano *et al.*, 2002).

Como parte de la revisión bibliográfica realizada en esta tesis, no se ha encontrado en la literatura técnica disponible ábacos para el cálculo exclusivo del GSI en rocas volcánicas.

### **2.5.3 LÍNEA DE DESARROLLO DE APLICACIONES ESPECÍFICAS**

La línea de desarrollo de aplicaciones específicas comprende el desarrollo de ábacos de GSI para el estudio de un problema en particular, tales como la evaluación de parámetros de resistencia residuales del macizo rocoso, o el estudio de su excavabilidad con medios mecánicos. En los siguientes apartados se presentará una breve descripción y análisis de cada uno de los enfoques mencionados.

#### **2.5.3.1 GSI Y LA EXCAVABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO (TSIAMBAOS Y SAROGLU, 2009)**

Tsiambaos y Saroglou (2009) proponen una nueva metodología de evaluación de la excavabilidad de macizos rocosos en función del índice GSI y de la resistencia a la carga

puntual de la roca intacta. Los datos utilizados por Tsiambaos y Saroglou (2009) corresponden a macizos rocosos metamórficos y sedimentarios observados durante trabajos de excavación en Grecia, los cuales tienen un amplio rango de estructuras, desde macizos rocosos con estructura en bloques hasta macizos rocosos desintegrados.

Además, para la construcción de los ábacos se han utilizado datos obtenidos de la aplicación de diferentes métodos de excavación, tales como voladuras, roturas, desgarros y excavación hidráulica. Tsiambaos y Saroglou (2009) indican que el método propuesto no se puede aplicar a macizos rocosos heterogéneos, rocas blandas o suelos duros, por lo que su aplicación debe realizarse con precaución. Es decir, su aplicación es recomendada en macizos rocosos con estructura en bloques.

Se aportan dos ábacos para la estimación de la excavabilidad de los macizos rocosos, el primero corresponde a rocas con un índice de carga puntual  $IS_{50}$  menor que 3 MPa (Figura 2-51), y el segundo ábaco corresponde a los macizos con un índice  $IS_{50}$  mayor que 3 MPa (Figura 2-52).





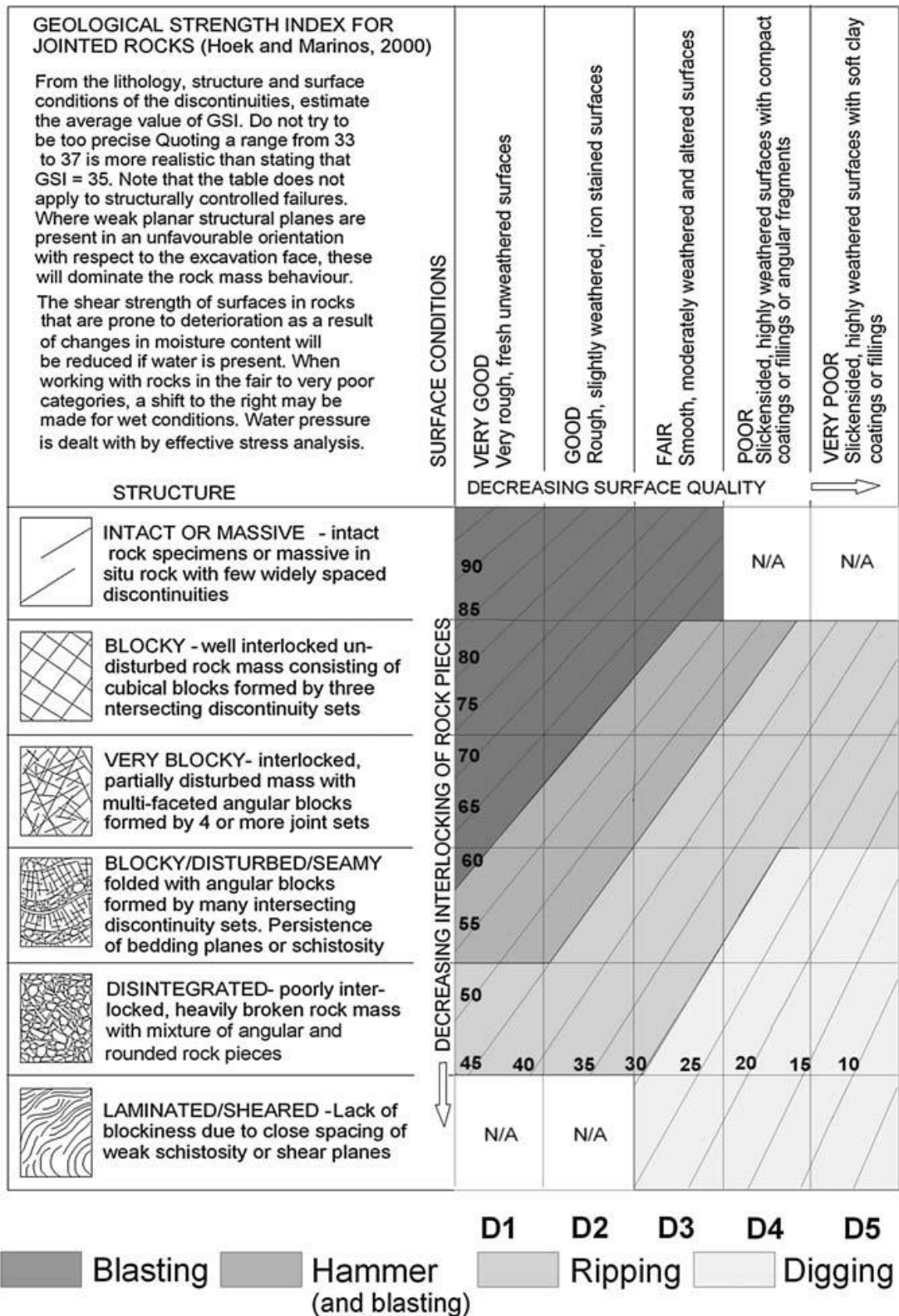


Figura 2-52: Propuesta de ábaco GSI para evaluar la excavabilidad del macizo rocoso con  $IS_{50}$  mayor que 3 MPa (Tsiambaos y Saroglou, 2009)

### 2.5.3.2 ESTIMACIÓN DEL GRADO DE KARSTIFICACIÓN (SPAGO Y JOVANOVSKI, 2019)

Spago y Jovanovski (2019), sugirieron la modificación del sistema GSI para su aplicación en el estudio de rocas carbonatadas, para lo cual se basaron en investigaciones en macizos rocosos carbonatados observados en emplazamientos de presas ubicadas en Macedonia y Bosnia y Herzegovina. El ábaco propuesto se presenta en la Figura 2-53.

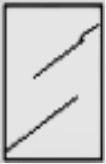
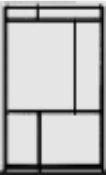



TYPE OF ROCK: Bedded carbonate rock (limestone, dolomite) Values of GSI		SURFACE CONDITIONS				
		Very Good	Good	Fair	Poor	Very Poor
The thickness of strata		Strenght of intact rock mass (Mpa)				
		> 10	4 - 10	2 - 3	1 - 2	< 1
		> 250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	< 25
	<b>INTACT OR MASSIVE</b> Intact rock elements or massive with few spaced discontinuities, almost isotropic	90	80	70	N/A	N/A
	<b>BANKED ROCKS</b> Very well interlocked undsturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three discontinuity sets, often orthotropic	70	60	50	40	30
	<b>BEDDED ROCKS</b> Interlocked, partially disturbed rock mass with dominant interbedding discontinuities. Angular blocks formed by planes of bedding and discontinuity sets. Fresh monolith. If there are only strata without other discontinuity sets, almost transversally isotropic	THE MOST PROBABLE ZONE, WHERE IT CAN BE SEEN IN THE CASES OF TRANSVERSAL / ISOTROPIC ROCK MASS				
	<b>SLATE ROCKS</b> Poorly interlocked, heavily broken rock mass, partially clayey, at level of intact rock more often anisotropic, at level of massive isotropic.	20	10	N/A	N/A	N/A
	<b>BROKEN, KARSTED OR SHEARED ROCK</b> Lack of blockiness due to close spacing between plates of bedding. In zones of karstification and shearing mass is clayey.	N/A	N/A	N/A	N/A	10

Figura 2-53: Ábaco para el cálculo de GSI en rocas carbonatadas (traducido de Spago y Jovanovski, 2019)

En este enfoque, el índice GSI es evaluado de la manera tradicional, es decir en función de la estructura y de la condición de las fracturas, sin embargo, se ha complementado el modelo incorporando valores de resistencia de la roca intacta de la matriz rocosa. Además, se han adaptado las descripciones de la estructura del macizo rocoso para su aplicación a macizos rocosos carbonatados. Se cuenta con cinco categorías para estimar la estructura del macizo rocoso: roca masiva, roca sedimentada o depositada, roca estratificada alterada, roca pizarrosa y roca karstificada / intensamente fracturada, cuyo grado de entrelazado de los bloques rocosos disminuye al reducir la calidad del macizo rocoso.

Un ejemplo de los macizos rocosos en los que se puede aplicar este ábaco se presenta en la Figura 2-54.

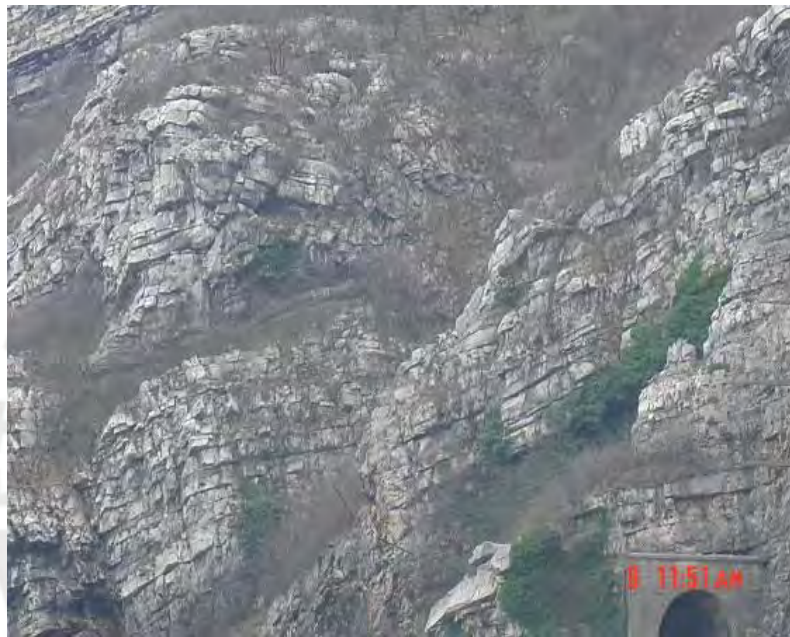


Figura 2-54: Dolomitas estratificadas con espesores de 0.20 m a 0.50 m, con un GSI de entre 55 y 60 (Spago y Jovanovski, 2019)

Además, con la finalidad de proporcionar una estimación de las propiedades mecánicas e hidráulicas de las rocas carbonatadas, especialmente las rocas kársticas, se aporta una tabla para estimar el estado de karstificación en función del GSI y de la porosidad ( $n$ ). En este ábaco se presentan 5 categorías para clasificar el grado de karstificación (Figura 2-55).

- Clase I: Rocas frescas, insolubles, con discontinuidades cerradas,
- Clase II: Rocas poco descompuestas, con fracturas abiertas, el macizo rocoso por sí mismo es poco soluble en las discontinuidades,
- Clase III: Rocas parcialmente descompuesta, cerca del 50% del macizo rocoso puede ser soluble, pero la estructura del macizo rocoso se mantiene intacta,
- Clase IV: Más del 50% del macizo rocoso puede ser soluble,
- Clase V: Esta categoría corresponde al macizo denominado “tierra rosa” que es un suelo rojo formado por la descomposición de las rocas carbonatadas.

GSI	Clases de macizo rocoso en función de la porosidad (n)				
	A n<2%	B n=2-5%	C n=5-10%	D n=10-20%	E n>20%
I GSI = 81-100	A-I	B-I	R/A	N/A	N/A
II GSI = 61-80	A-II	B-II	C-II	R/A	N/A
III GSI = 41-60	R/A	B-III	C-III	D-III	R/A
IV GSI = 21-40	N/A	R/A	C-IV	D-IV	D-V
V GSI = 10-21	N/A	N/A	R/A	D-V	E-V

Figura 2-55: Estimación del estado de karstificación del macizo rocoso en función del índice GSI y de la porosidad (modificado de Spago y Jovanovski, 2019)

### 2.5.3.3 GSI RESIDUAL (CAI ET AL., 2007)

Con la finalidad de evaluar los parámetros de resistencia residuales, Cai *et al.* (2007) han propuesto los conceptos de “volumen de bloque residual” y “condición de juntas residual”, los cuales permiten evaluar el índice “GSI residual” de acuerdo con la siguiente expresión:

$$GSI_r(V_b^r, J_c^r) = \frac{26.5 + 8.79 \ln J_c^r + 0.9 \ln V_b^r}{1 + 0.0151 J_c^r - 0.0253 \ln V_b^r} \quad (2.40)$$

Un ejemplo de la degradación de los parámetros de resistencia en función del valor del índice GSI, en el caso de un macizo rocoso con comportamiento tipo *strain-softening* se presenta en la Figura 2-56.

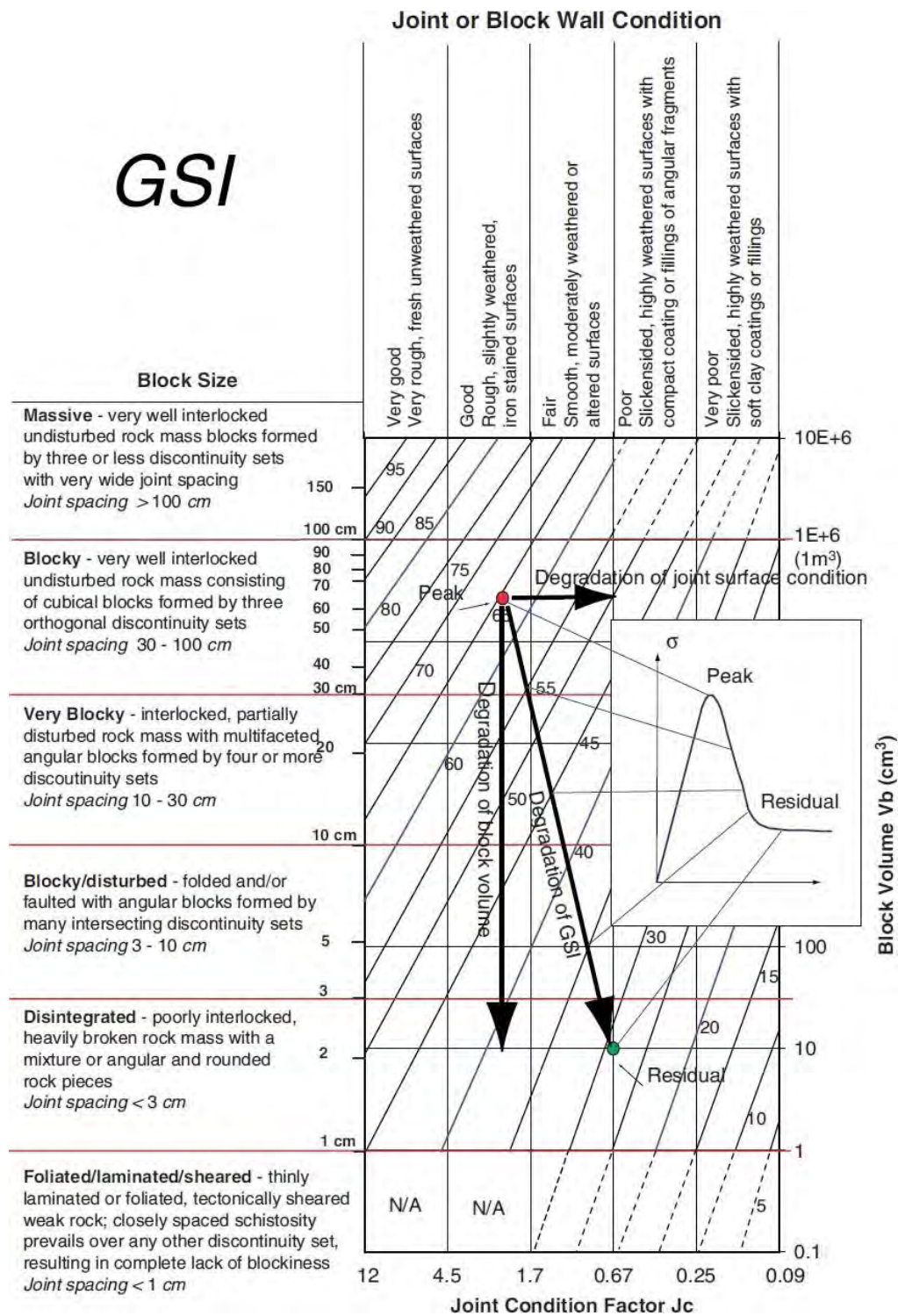


Figura 2-56: Degradación del volumen de bloque y de la condición de juntas, desde la condición pico a la condición residual (Cai *et al.*, 2007)

El volumen de bloque residual se puede considerar independiente del volumen de bloque original (en condiciones pico) para la mayoría de los macizos rocosos con un comportamiento del tipo *strain-softening*. Esto se presenta en la Figura 2-57, que indica que el macizo rocoso tendrá aproximadamente el mismo volumen residual en la “banda de corte” para los casos de la roca intacta, moderadamente fracturada y muy fracturados.

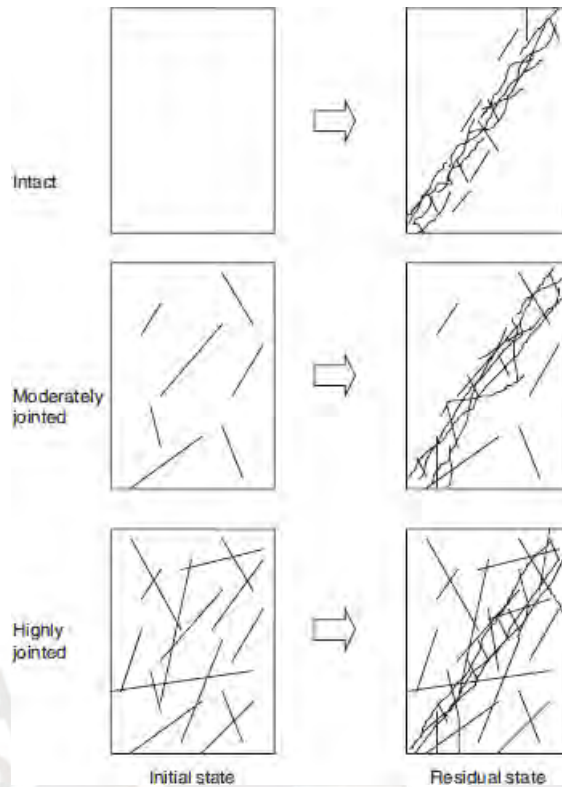


Figura 2-57: Ilustración del volumen de bloque residual en el caso de un macizo rocoso intacto, moderadamente fracturado y muy fracturado. El volumen de bloque residual en la “banda de corte” es similar en los tres casos (Cai *et al.*, 2007)

Cai *et al.* (2007) recomienda que, si el volumen de bloque es mayor que  $10 \text{ cm}^3$ , entonces el volumen de bloque residual será de  $10 \text{ cm}^3$ ; por otro lado, si el volumen de bloque es menor que  $10 \text{ cm}^3$ , entonces no habrá reducción de este.

Para el caso de la condición de las fracturas, se recomiendan las siguientes relaciones en condiciones residuales:

$$J_c^r = \frac{J_w J_s^r}{J_A^r} \quad (2.41)$$

$$\text{Sí } \frac{J_w}{2} < 1 \quad J_w^r = 1 ; \text{ De lo contrario } J_w^r = \frac{J_w}{2} \quad (2.42)$$

$$\text{Sí } \frac{J_s}{2} < 1 \quad J_s^r = 0.75 ; \text{ De lo contrario } J_s^r = \frac{J_s}{2} \quad (2.43)$$

No se considera reducción en el parámetro  $J_a$ .

Una vez que el índice GSI reducido es obtenido, se deben de calcular los parámetros de resistencia al corte de acuerdo con el criterio de Hoek-Brown, asumiendo que los valores de la resistencia a la compresión uniaxial y del  $m_i$  no han sufrido modificaciones.

Las expresiones de cálculo son las siguientes:

$$m_r = m_i \cdot e^{\frac{GSI_r - 100}{28}} \quad (2.44)$$

$$s_r = e^{\frac{GSI_r - 100}{9}} \quad (2.45)$$

$$a = 1/2 + 1/6(e^{-GSI_r/15} - e^{-20/3}) \quad (2.46)$$

#### 2.5.3.4 GSI Y LA PERMEABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO (KAYABASI, 2017)

La determinación *in-situ* de la permeabilidad de los macizos rocosos sin realizar pruebas de campo es muy desafiante debido a la presencia de los patrones complejos de las discontinuidades. En la literatura técnica se han propuesto muchos enfoques empíricos para la estimación de las propiedades hidráulicas del macizo rocoso, sin embargo, los enfoques basados en los sistemas de clasificación de macizos rocosos para la determinación de la permeabilidad del macizo rocoso rara vez son encontrados (Kayabasi, 2017).

Teniendo en cuenta esta limitación, Kayabasi (2017) consideró relacionar el índice GSI con la permeabilidad del macizo rocoso, teniendo como base de datos los resultados de 365 pruebas Lugeon realizados en emplazamientos de presas y en una mina de carbón en Turquía.

Primeramente, los resultados de las pruebas Lugeon se plotearon en el ábaco para el cálculo del índice GSI, con lo cual se pudo definir diferentes regiones de permeabilidad asociadas al macizo rocoso. En el estudio mencionado, la litología de los macizos rocosos estudiados corresponde a granito, diorita, brecha volcánica y andesita.

Kayabasi (2017), recomienda que este ábaco no debe usarse para tipos de rocas que tienen un carácter soluble, como la caliza y el yeso, ya que estas pueden incluir zonas kársticas. Para el estudio de rocas carbonatadas se puede considerar el enfoque de Spago y Jovanovsky (2019).

En la Figura 2-58 se presenta el ábaco propuesto por Kayabasi (2017), en el que se han demarcado las distintas áreas asociadas a los valores de permeabilidad del macizo rocoso, los mismos que se describen en la Tabla 2-12.

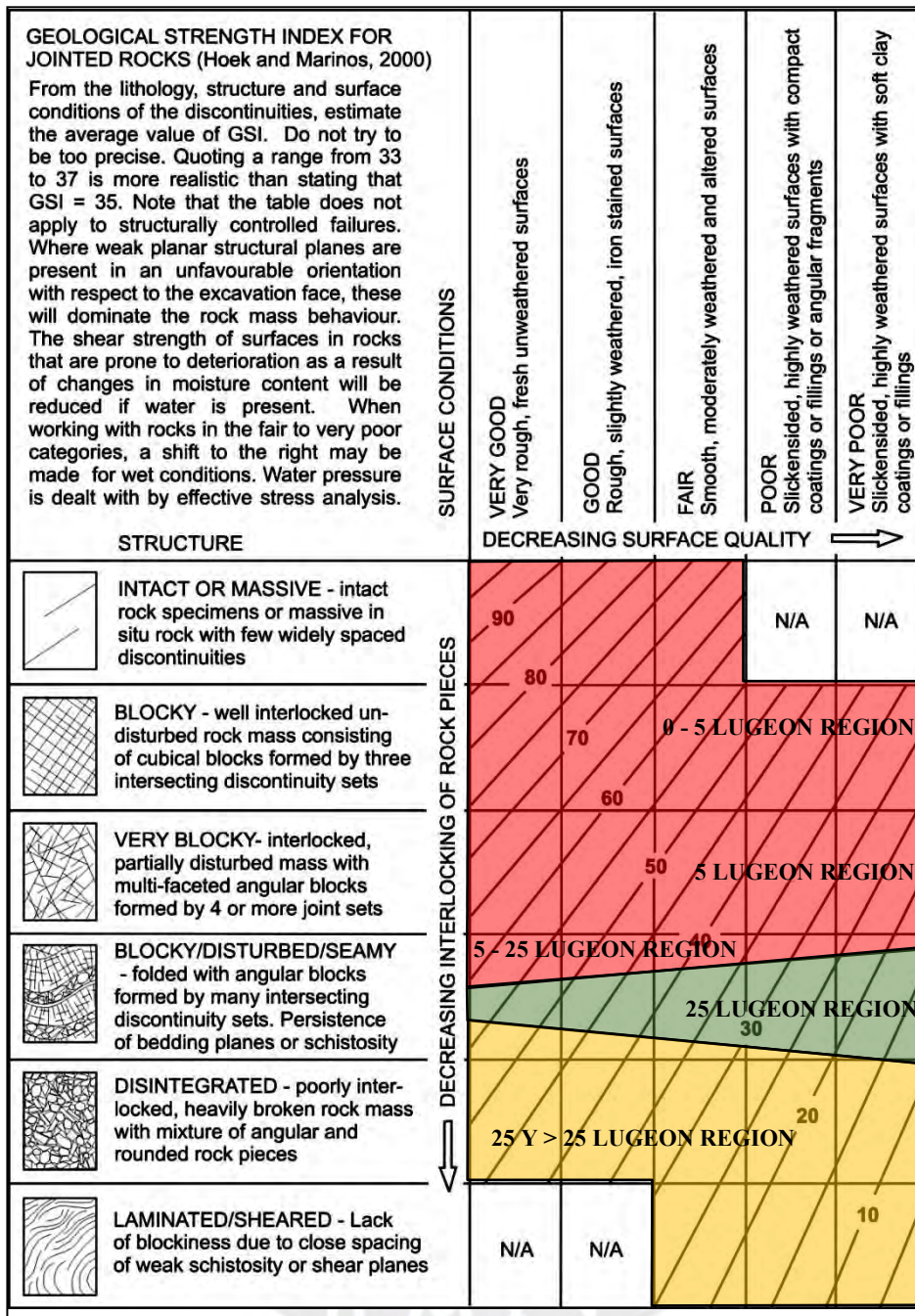


Figura 2-58: Abaco para estimar la permeabilidad del macizo rocoso en función del índice GSI (modificado de Kayabasi, 2017)

Tabla 2-12: Valores de permeabilidad asociado a los resultados de los ensayos Lugeon (traducido de Kayabasi, 2017)

Número de Lugeones	Descripción
<1	Impermeable
1-5	Ligeramente permeable
5-25	Permeable
>25	Altamente permeable

### 2.5.3.5 GSI MODIFICADO Y LA ESTIMACIÓN DEL SOSTENIMIENTO EN TÚNELES (VALLEJO 1999, 2002; MEJIA Y CHACON, 2019)

En los últimos años se ha venido utilizando con éxito los ábacos para el cálculo del “GSI modificado” como referencia para estimar el sistema de sostenimiento en excavaciones subterráneas, debido a su simpleza y facilidad de uso por parte de los trabajadores mineros. Esta actividad ha sido observada principalmente en minas subterráneas ubicadas en Perú, tales como las minas Volcan, San Vicente, San Genaro, Chungar y Poderosa (Vallejo, 2002).

Vallejo (2002, 2009), modificó el ábaco de Hoek y Brown (1997) incluyendo la resistencia a la compresión simple de la roca intacta como dato de entrada. Este ábaco denominado “GSI modificado”, incluye los tipos de sostenimiento usados tradicionalmente en las minas de Perú (Figura 2-59). Además, también proporcionó un ábaco para el diseño empírico de sostenimiento, obtenido en base al criterio de Barton *et al.* (1974), pero considerando que la calidad geomecánica es representada por el sistema GSI en reemplazo del índice Q, este ábaco se presenta en la Figura 2-60.

Posteriormente, los ábacos para la evaluación del “GSI modificado” han sido adaptados de acuerdo con las particularidades de los macizos rocosos encontrados en cada mina, y en los sistemas de sostenimiento típicos utilizados en las minas peruanas, es por eso que hay algunas diferencias en los ábacos presentados en la Figura 2-61, en donde se presentan los ábacos utilizados en las minas Arcata, Condestable y Morococha (Mejía y Chacón, 2019).

La introducción del índice “GSI modificado” en la minería peruana tuvo un gran impacto en las excavaciones subterráneas debido a su simpleza y facilidad de uso por parte de los trabajadores mineros peruanos, aunque inicialmente su uso fue rechazado por los ingenieros y trabajadores mineros que laboraban sin utilizar criterios geomecánicos, sin embargo, actualmente debido a los buenos resultados obtenidos se continúa utilizando esta práctica sin mayores inconvenientes (Mejía y Chacón, 2019).

**(a)**

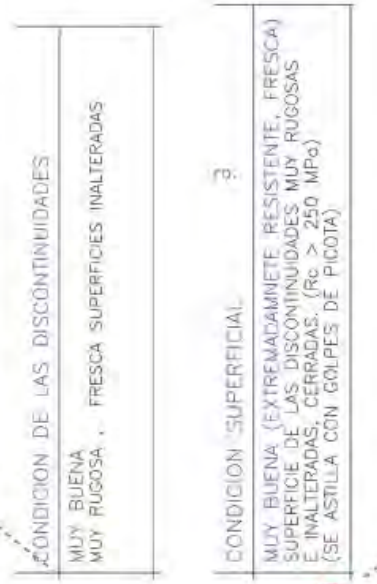
**CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO RÓCOSO PARA EVALUAR SU RESISTENCIA**

Basándose en la apariencia del afloramiento de roca escoge la categoría que, según su criterio que mejor describe la condición típica del macizo rocoso insitu, en condición no perturbada.

Note que superficies expuestas de roca que han sido afectadas por voladura pueden dar una impresión errónea de la calidad de la roca subsiguiente, por lo tanto es necesario considerar algún ajuste por voladura. Es también importante entender que el criterio de HOEK-BROWN, solo se debe aplicar en excavación considerada.

**ESTRUCTURA DEL MACIZO RÓCOSO**

	CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES					
	MUY BUENA MUY RUGOSA	FRESCA SUPERFICIES INALTERADAS	BUENA LEVEMENTE ALTERADA RUGOSA, OXIDACION EN LAS PAREDES DE LAS DISCONTINUIDADES.	REGULAR MODERADAMENTE ALTERADA, Y SUPERFICIE INTERRUPCION	POBRE SUPERFICIE RUIDA, ALTERNAMENTE ALTERADA CON RELLENO COMPACTO O DE FRAGMENTOS ANGULOSOS.	MUY POBRE MUY RUIDA Y EXTENSAMENTE ALTERADA CON RELLENO BLANDO ARCILLOSO.
<b>MASIVO O INTACTO.</b> Macizo rocoso intacto. Discontinuidades muy espaciales y cerradas.	M/M	M/B	M/R	M/M	M/MM	
<b>FRACTURADA EN BLOQUES</b> Macizo rocoso conformado por trozos o bloques de rocas bien trabados, de forma cubica y definidos por 3 sets de estructuras, ortogonales entre si.	FB/M	FB/B	FB/R	FB/M	FB/MM	
<b>FUERTEMENTE FRACTURADA EN BLOQUES.</b> Macizo rocoso algo perturbado, conformado por trozos o bloques de roca trabada de varias caras, angulosas y definidos por 4 o mas sets de estructuras.	FF/M	FF/B	FF/R	FF/M	FF/MM	
<b>FRACTURADA Y PERTURBADA.</b> Macizo rocoso plegado y/o afectado por fallas, conformado por trozos o bloques de rocas de varias caras angulosas y definidos por la interseccion de numerosas sets de estructuras.	FP/M	FP/B	FP/R	FP/M	FP/MM	
<b>DESINTEGRADA.</b> Macizo rocoso extremadamente fracturado y quebrado, conformado por bloques y trozos de roca angulosos o redondeados sobrepuestos trabados.	D/M	D/B	D/R	D/M	D/MM	



Inclusion of the UCS (from field test) of intact rock in the GSI table

**(b)**

**CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO RÓCOSO SEGUN GSI MODIFICADO**

Se basa en la cantidad de fracturas por metro lineal, medidas insitu con un flexómetro, la masa voladura afecta esta condición. La resistencia se determina golpeando e indentando la roca con una picota, se toma en cuenta la rugosidad, alteración de paredes y relleno de las discontinuidades.

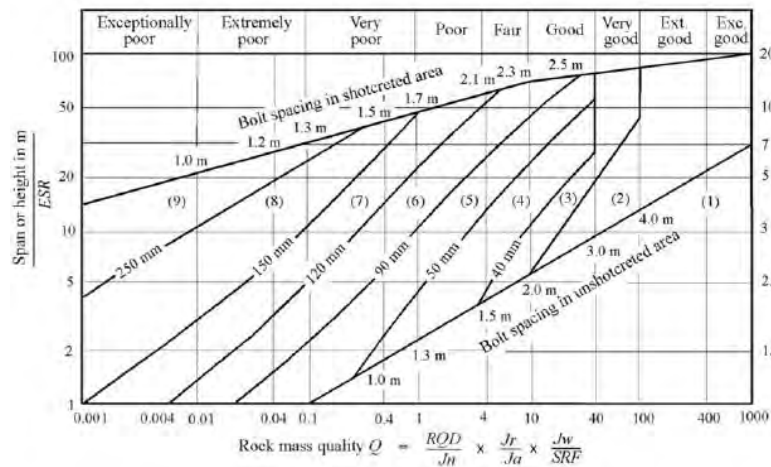
**ESTRUCTURA**

	CONDICION SUPERFICIAL				
	MUY BUENA (EXTREMADAMENTE RESISTENTE, FRESCA) SUPERFICIE DE LAS DISCONTINUIDADES MUY RUGOSAS E INALTERADAS, CERRADAS. (Rc > 250 MPa) (SE ASTILLA CON GOLPES DE PICOTA)	BUENA (MUY RESISTENTE, LEVEMENTE ALTERADA) DISCONTINUIDADES RUGOSAS, LEV. ALTERADA, MANCHAS DE OXIDACION, LIGER. ABERTA. (Rc 100 A 250 MPa) (SE ROMPE CON VARIOS GOLPES DE PICOTA)	REGULAR (RESISTENTE Y LEVEMENTE ALTERADA) DISCONTINUIDADES LISAS, MODERADAMENTE ALTERADA LIGERAMENTE ABIERTAS. (Rc 50 A 100 MPa) (SE ROMPE CON UNO O DOS GOLPES DE PICOTA)	POBRE (MODERADAMENTE RESIST. MODERADAM. ALTER.) SUPERFICIE RUIDA O CON ESTRATIFICACIONES, MUY ALTERADA, RELLENO COMPACTO O CON FRAGMENTOS DE ROCA. (Rc 25 A 50 MPa) - (SE INTENTA SUPERFICIONALMENTE)	MUY POBRE (BLANDA, MUY ALTERADA) SUPERFICIE MUY RUIDA, MUY ALTERADA, RELLENO DE ARCILLAS BLANDAS. (Rc 20 MPa) (SE DISGREGA O INTENTA PROFUNDAMENTE)
<b>LEVEMENTE FRACTURADA.</b> TRES A MENOS SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES MUY ESPACIADAS ENTRE SI. (R00 75 = 90) (2 A 5 FRACT. POR METRO) (R00 = 115 = 3.3 Jn)	LF/M	LF/B	LF/R	LF/P	LF/MP
<b>MODERADAMENTE FRACTURADA.</b> MUY BIEN TRABADA, NO DISTURBADA, BLOQUES CUBICOS FORMADOS POR TRES SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES ORTOGONALES. (R00 50 = 75) (6 A 12 FRACT. POR METRO)	F/M	F/B	F/R	F/P	F/MP
<b>MUY FRACTURADA.</b> MODERADAMENTE TRABADA, PARCIALMENTE DISTURBADA, BLOQUES ANGULOSOS FORMADOS POR CUATRO O MAS SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES. (R00 25 = 50) (12 A 20 FRACT. POR METRO)	MF/M	MF/B	MF/R	MF/P	MF/MP
<b>INTENSAMENTE FRACTURADA.</b> PLEGAMIENTO Y FALLAMIENTO, CON MUCHAS DISCONTINUIDADES INTERCEPTADAS FORMANDO BLOQUES ANGULOSOS O IRREGULARES. (R00 0 = 25) (MAS DE 20 FRACT. POR METRO)	IF/M	IF/B	IF/R	IF/P	IF/MP
<b>TRITURADA O BRECHADA.</b> LIGERAMENTE TRABADA, MASA RÓCOSA EXTREMADAMENTE ROTA CON UNA MEZCLA DE FRAGMENTOS FACILMENTE DISGREGABLES, ANGULOSOS Y REDONDEADOS. (SIN R00)	T/M	T/B	T/R	TP	T/MP

Figura 2-59: Aplicaciones del sistema GSI en minas subterráneas peruanas. (a) Ábaco original propuesto por Hoek y Brown (1997), (b) GSI modificado propuesto por Vallejo (2002) para su aplicación en minas subterráneas en Perú (Mejía y Chacón, 2019)

Inclusion of the GSI-index and common ground support used in Peruvian underground mines

Q empirical support design (after Barton 1974)

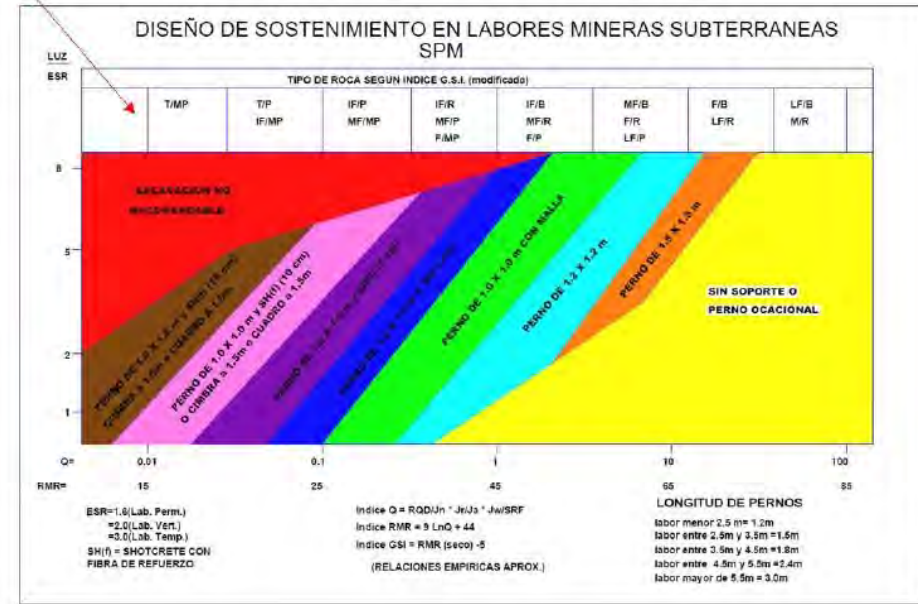


**REINFORCEMENT CATEGORIES**

- |   |   |
|---|---|
| <ol style="list-style-type: none"> <li>1) Unsupported</li> <li>2) Spot bolting</li> <li>3) Systematic bolting</li> <li>4) Systematic bolting with 40-100 mm unreinforced shotcrete</li> </ol> | <ol style="list-style-type: none"> <li>5) Fibre reinforced shotcrete, 50 - 90 mm, and bolting</li> <li>6) Fibre reinforced shotcrete, 90 - 120 mm, and bolting</li> <li>7) Fibre reinforced shotcrete, 120 - 150 mm, and bolting</li> <li>8) Fibre reinforced shotcrete, &gt; 150 mm, with reinforced ribs of shotcrete and bolting</li> <li>9) Cast concrete lining</li> </ol> |
|---|---|

(a)

Practical Ground Support in Mining (Vallejo, 2002)



(b)

Figura 2-60: Sistemas de sostenimiento en minería subterránea propuesta por Vallejo (2002). (a) Diseño empírico del sostenimiento usando el índice Q (Barton et al., 1974). (b) Modificación del diseño empírico de sostenimiento incluyendo el sistema GSI y los tipos de soporte utilizados en la práctica de la minería subterránea peruana (Mejía y Chacón, 2019)

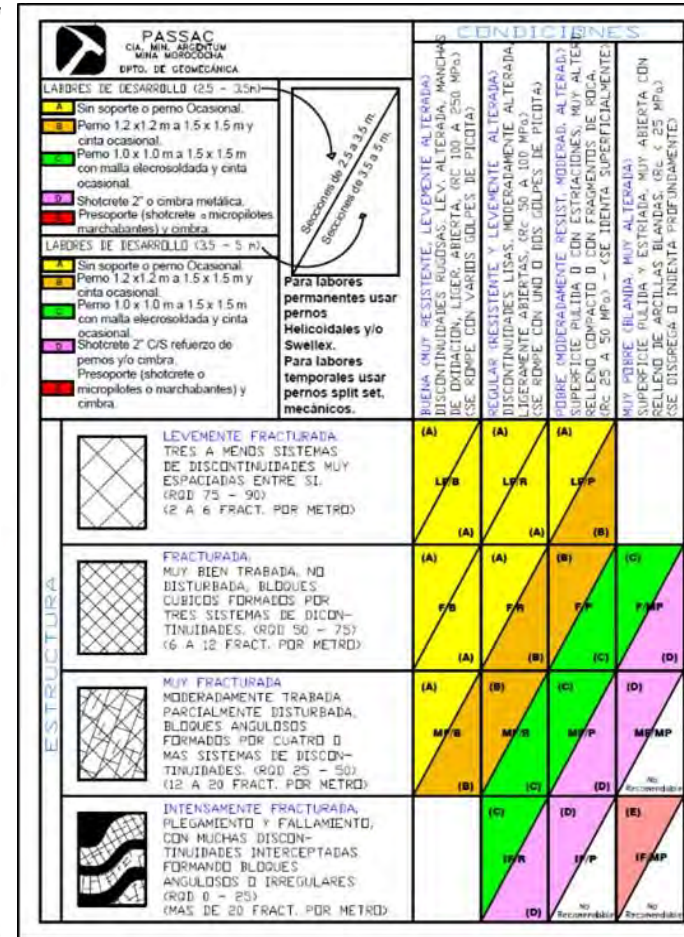
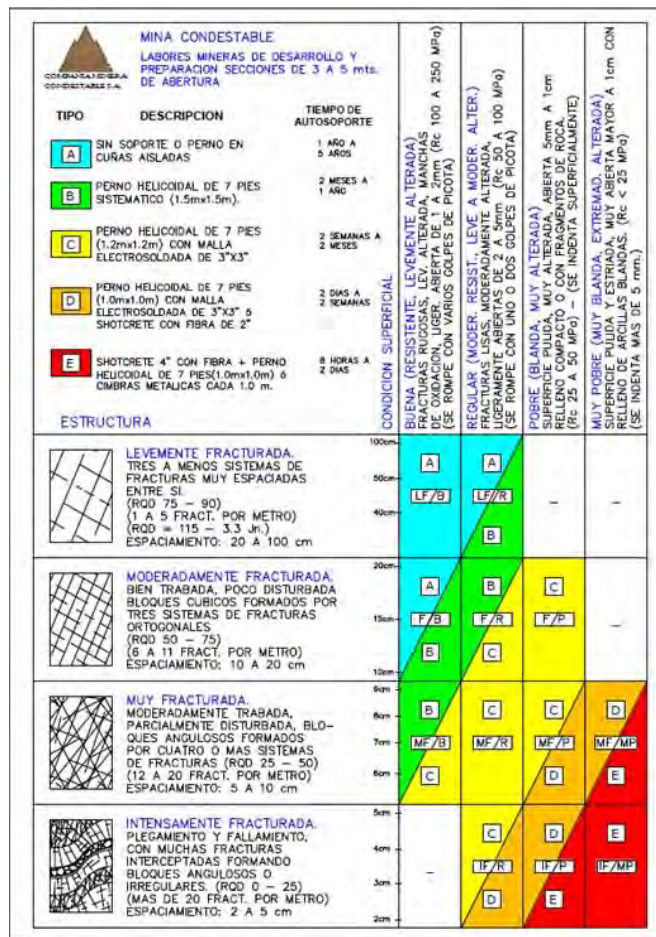
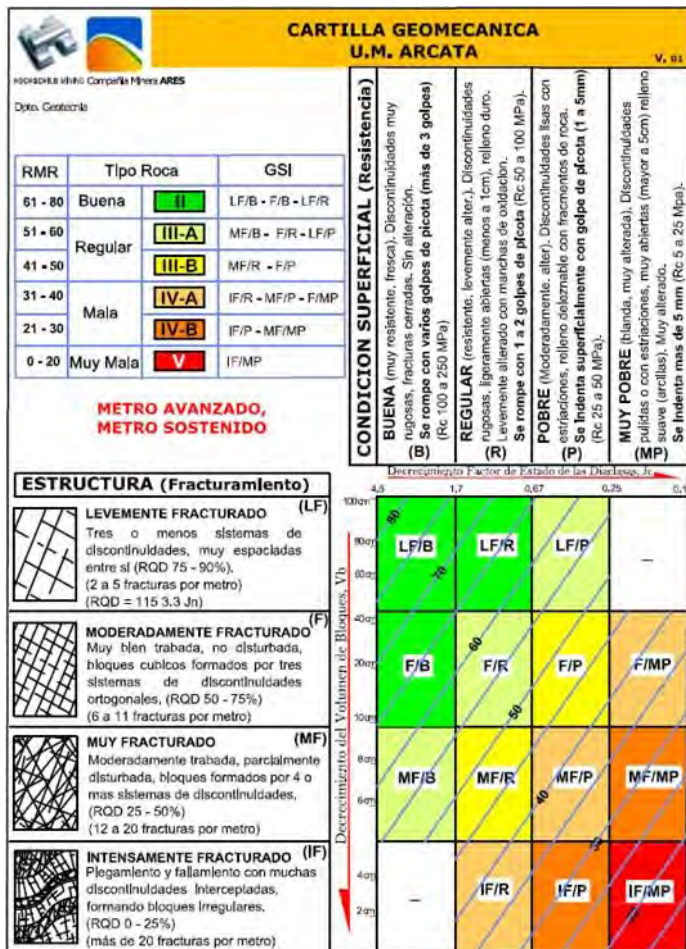


Figura 2-61: Algunos ejemplos de tablas geomecánicas utilizadas en algunas minas subterráneas en Perú. Actualmente, muchas de las minas subterráneas han adoptado el uso del sistema GSI en sus operaciones (Mejía y Chacón, 2019)

## 2.6 RESUMEN

En las Tablas 2-13, 2-14 y 2-15 se presenta un resumen de la descripción de las distintas versiones del índice GSI y los parámetros de cálculo que definen la estructura del macizo rocoso y la condición de las discontinuidades.

Tabla 2-13: Resumen de los parámetros de cálculo del GSI – línea de desarrollo original

Referencia	Descripción	Parámetros de cálculo	
		Estructura	Condición de Juntas
<b>Hoek (1994), Hoek et al. (1995)</b>	Estas publicaciones introducen el concepto de GSI como reemplazo del RMR en las ecuaciones del criterio de Hoek-Brown. Se asocian valores de GSI únicos a cada categoría del macizo rocoso, definidos en función de la estructura y de la condición de las discontinuidades, los cuales se encuentran en el rango $5 < \text{GSI} < 85$	Visual	Visual
<b>Hoek y Brown (1997)</b>	Se presenta por primera vez el ábaco para el cálculo del GSI como una serie de líneas continuas que definen los valores de GSI en función de la estructura del macizo rocoso y de la condición de las discontinuidades, por lo que es posible definir un rango de valores de GSI en vez de un valor único ( $5 < \text{GSI} < 85$ )	Visual	Visual
<b>Hoek et al. (1998)</b>	Se extiende el rango de valores de GSI por debajo de 5, para incluir macizos rocosos de muy mala calidad, como los esquistos encontrados en la excavación del Metro de Atenas.	Visual	Visual
<b>Marinos y Hoek (2001)</b>	Se presenta un nuevo ábaco para el cálculo del GSI en macizos rocosos débiles y tectónicamente disturbados, como los <i>flysch</i> .	Visual	Visual
<b>Hoek et al. (2002)</b>	Se presentan nuevas relaciones entre el GSI, $m_b$ , $s$ y $a$ con la finalidad de obtener una mejor transición entre los macizos rocosos de muy mala calidad y macizos rocosos más resistentes.	Visual	Visual
<b>Hoek et al. (2005)</b>	Se presenta un nuevo abaco para el cálculo del GSI en rocas sedimentarias tectónicamente no perturbadas y depositadas en un ambiente marino superficial (molasas)	Visual	Visual
<b>Marinos (2017)</b>	Se presenta una actualización del abaco para el cálculo del GSI en macizos rocosos heterogéneos, como los <i>flysch</i>	Visual	Visual
<b>Hoek et al. (2013)</b>	Presenta una formulación cuantitativa para el cálculo del GSI en macizos rocosos con estructura en bloques.	RQD	JCond <sub>89</sub>

Tabla 2-14 Resumen de los parámetros de cálculo del GSI – línea de desarrollo complementaria

Referencia	Descripción	Litología	Ubicación	Parámetros de cálculo	
				Estructura	Condición de Juntas
<b>Sonmez y Ulusay (1999, 2002)</b>	Planteamiento de una formulación cuantitativa para su aplicación exclusiva en análisis de estabilidad de taludes	Marga, barita, carbón	Turquia	Structure Rating (SR)	Surface Condition Rating (SCR)
<b>Sonmez et al. (2003)</b>	Aplicación de la teoría de la lógica difusa para el cálculo del GSI. Los abacos de Sonmez y Ulusay (1999, 2002) fueron definidos por "fuzzy sets" considerando 22 reglas del tipo "si-entonces"	General	-	Structure Rating (SR) basado en fuzzy sets	Surface Condition Rating (SCR) basado en fuzzy sets
<b>Cai et al. (2004)</b>	Planteamiento de una formulación cuantitativa aplicada a macizos rocosos de matriz resistente y fracturados	Granito, arenisca, basalto	Japón	Volumen de bloque (V <sub>b</sub> )	Factor de Estado de Junta (J <sub>c</sub> )
<b>Russo (2009)</b>	Planteamiento de una formulación cuantitativa en función de la afinidad conceptual del GSI con el Joint Parameter (JP) usado en el índice R <sub>Mi</sub> (Palmström, 1996)	General	-	Volumen de bloque (V <sub>b</sub> )	Factor de Estado de Junta (j <sub>c</sub> )
<b>Day et al. (2019)</b>	Definición del índice GSI compuesto (CGSI) para el estudio de macizos rocosos con estructura intrabloque	Macizos rocosos con venas, venillas, estructuras del tipo stockwork	Chile	Volumen de bloque (V <sub>b</sub> )	Joint Condition (J <sub>cond89</sub> )
<b>Russo et al. (2020)</b>	Definición del índice GSI en ambientes hipógenos (IGSI), basado en el espaciamiento de las venillas y de la dureza de su relleno	Usado solamente en ambientes hipógenos.	Chile	Rating Spacing (R <sub>sp</sub> )	Weighted Mohs hardness (R_WHd)
<b>Baczynski (2020)</b>	Introduce el concepto de GSI direccional	Macizos rocoso con rotura del tipo <i>step-path</i>	-	Visual	Visual
<b>Lin et al. (2014)</b>	Cálculo del GSI en perforaciones diamantinas	Granito	China	Rock Core Length (RCL)	Joint Conditions and Rock Mineral Conditions (V)
<b>Shang et al. (2011)</b>	Cálculo del GSI en perforaciones diamantinas	Gneiss	China	Rock Core Length (RCL)	Factor de Estado de Junta (J <sub>c</sub> )
<b>Truzman (2009)</b>	Cálculo del GSI en rocas metamórficas	Rocas metamórficas	Venezuela	Visual	Visual

Tabla 2-15: Resumen de los parámetros de cálculo del GSI – línea de aplicaciones específicas

Referencia	Descripción	Litología	Ubicación	Parámetros de cálculo	
				Estructura	Condición de Juntas
<b>Cai et al. (2007)</b>	GSI y los parámetros de resistencia residual del macizo rocoso	Conglomerados, areniscas, lutitas, porfidos, pizarras esquistos	Japón, España	Volumen de bloque residual ( $V_{b,r}$ )	Condición de Juntas Residual ( $J_{c,r}$ )
<b>Mejía y Chacón (2009)</b>	GSI y el sostenimiento en túneles	No especificado	Perú	Visual	Visual
<b>Tsiambaos y Saraglou (2009)</b>	GSI y la excavabilidad del macizo rocoso	Gneis, gneis alterado, esquistos, caliza, esquistos, arenisca, pizarra, mármol	Grecia	Visual	Visual
<b>Kayabasi (2017)</b>	GSI y la permeabilidad del macizo rocoso	Brecha volcánica, granito, cuarzodiorita, andesita	Turquía	Visual	Visual
<b>Mesec et al. (2016)</b>	GSI y el nivel de vibraciones en el macizo rocoso	Arenisca, caliza, dolomita, caliza dolomita	Croacia	Visual	Visual
<b>Špago y Jovanovsky (2019)</b>	GSI y la karsticidad del macizo rocoso	Rocas carbonatadas	Bosnia-Herzegovina y Macedonia	Espesor del estrato	Resistencia a la compresión simple

## 2.7 COMENTARIOS SOBRE EL CÁLCULO DEL GSI

En las formulaciones para el cálculo del índice GSI, la estructura del macizo rocoso está representada por el RQD, el volumen de bloque ( $V_b$ ) o por el *Structure Ratio* (SR). Por otro lado, la condición de las discontinuidades está representada por los parámetros que definen la condición de las fracturas en el RMR o en el RMI.

### 2.7.1 ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO

Respecto a las metodologías que incluyen el índice RQD en su formulación, tales como Hoek *et al.* (2013) y Barton (1995), se debe tener en cuenta que el RQD es un parámetro direccional 1D, el cual depende de la orientación en que se mida, por lo que la línea de medición (*scanline* o taladro) es un aspecto muy importante para su estimación.

Por ejemplo, en la Figura 2-62 (Palmstrøm, 2005) se presenta el mismo macizo rocoso, en el que se ha medido el valor del RQD en tres sondeos ubicados en los ejes X, Y y Z. En la dirección vertical (eje Z), el espaciamiento es de 9 cm, por lo que al no tener fragmentos de roca con una longitud igual o mayor que 10 cm, se interpretaría que el RQD del macizo rocoso es 0, siendo de muy mala calidad geomecánica.

Por otro lado, si se evalúa el RQD en la dirección horizontal (ejes X o Y), en donde los espaciamientos entre fracturas son de 11 y 15 cm respectivamente, se tiene que el RQD

en este caso es de 100%, lo cual indica un macizo rocoso de muy buena calidad geomecánica.

A partir de este ejemplo sencillo, queda demostrado que el RQD es un parámetro direccional, dependiente de la dirección en que es medido, en donde incluso puede encontrarse una diferencia de valores de hasta el 100%.

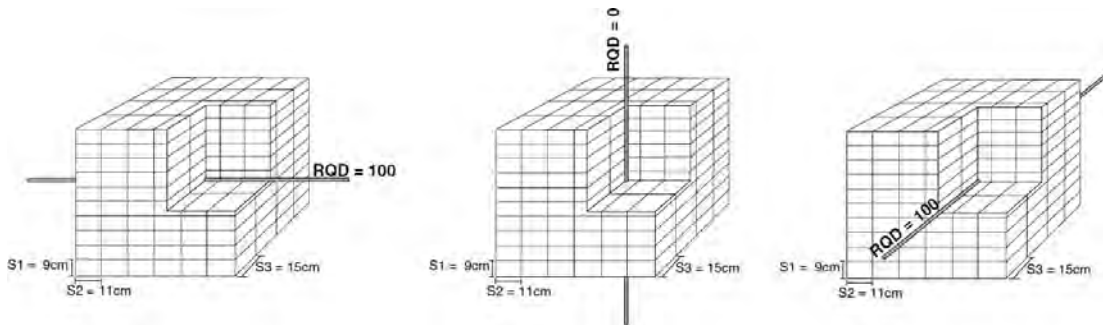


Figura 2-62: Comparación entre los valores del RQD medidos en diferentes direcciones (Palmström, 2005)

Pells *et al.* (2017), realizó una revisión de las limitaciones y de las inconsistencias del RQD, y concluyó que actualmente la definición del RQD se ha vuelto diferente en muchas partes del mundo, lo que ha resultado en una inconsistencia respecto a la lógica original de Deere. Además, indica que la mayoría de clasificaciones geomecánicas requiere que se estime el RQD a partir de afloramientos rocosos, lo cual es un proceso plagado de errores y prejuicios profesionales, de acuerdo con los datos que el mismo ha recopilado. Por último, sugiere utilizar la frecuencia de fracturas para representar la estructura del macizo rocosos en reemplazo del RQD, el cual debe dejarse de lado progresivamente en las clasificaciones geomecánicas.

Por otro lado, en respuesta a Pells *et al.* (2017), Koutsoftas (2017) indica que no es necesario abandonar el concepto del RQD, debido a que cada clasificación geomecánica tiene sus propias limitaciones que no son necesariamente el resultado de utilizar el RQD, además se perdería toda la experiencia ganada respecto a su uso y aplicaciones, también indica que las adaptaciones locales no necesariamente son algo negativo, siempre y cuando se realicen con el criterio adecuado. Complementariamente Zhang (2016) proporciona un documento detallado con los diferentes métodos y correlaciones para estimar el índice RQD.

Debido a que el RQD fue definido para su determinación en sondeos, se tiene la dificultad de obtener su valor en afloramientos rocosos. Para solucionar este inconveniente, es común utilizar los “índices de frecuencia de discontinuidades del macizo rocoso” (Jordá *et al.*, 2016). Los índices más utilizados y su relación con el RQD son los siguientes:

- **Frecuencia lineal ( $\lambda$ ):** Es el número de juntas por unidad de longitud del macizo rocoso, para su determinación se deberá trazar una línea o *scanline*, sobre la cual se contará el número de juntas que intersectan dicha línea, y se dividirá entre la longitud total de la línea de registro. En la Figura 2-63 se presentan las ecuaciones que pueden utilizarse para evaluar el valor del RQD a partir de  $\lambda$ .

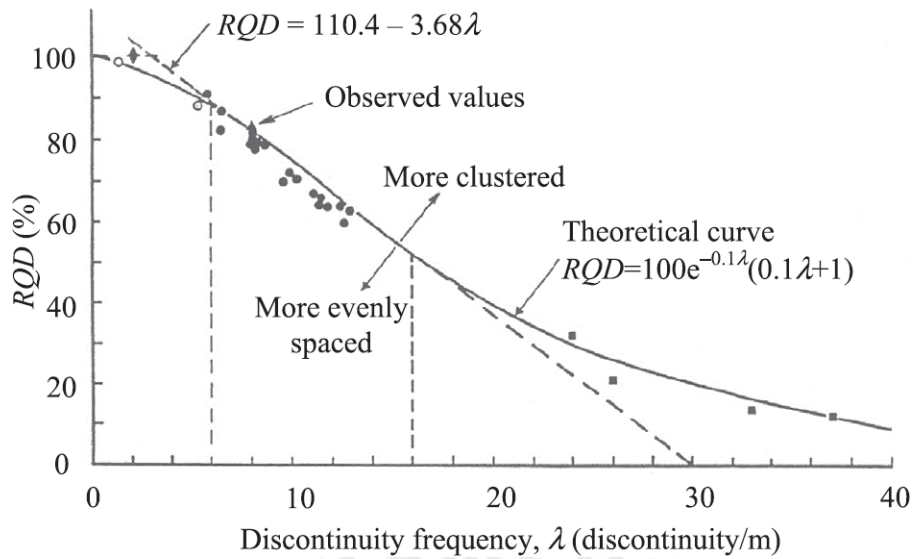


Figura 2-63: Relación entre el RQD y la frecuencia de las discontinuidades  $\lambda$  ( Priest y Hudson, 1976)

- **Frecuencia volumétrica ( $J_v$ ):** Es el número de discontinuidades presentes en una unidad de volumen del macizo rocoso. De acuerdo con Palmstrøm (1982), se puede obtener como:

$$J_v = \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \frac{1}{S_3} + \dots \quad (2.47)$$

Donde  $S_1$ ,  $S_2$  y  $S_3$  son los espaciamientos promedio de cada familia de discontinuidades.

$J_v$  también interviene en la formulación de Sonmez y Ulusay (1999, 2002), para calcular el valor de SR (*Structure Rating*), que es el parámetro que define la estructura del macizo rocoso en dicha formulación.

Palmstrøm (1974), propuso la siguiente relación para calcular el RQD en función de  $J_v$ :

$$RRQQDD = 115 - 3.3J_{vV} \quad (2.48)$$

Con  $RQD = 0$  para  $J_v > 35$  y  $RQD = 100$  para  $J_v < 4.5$

Posteriormente, Palmstrøm (2005), modificó los coeficientes de su correlación, proponiendo la siguiente expresión:

$$RRQQDD = 100 - 2.5J_{vV} \quad (2.49)$$

Para  $J_v$  entre 4 y 44.

Jordá *et al.* (2016) representaron gráficamente las ecuaciones de Priest y Hudson (1976) y la de Palmstrøm (1974) para diferentes valores de  $\lambda$  y  $J_v$  (Figura 2-64), en la cual se observa que los valores calculados a partir de la formulación propuesta por Palmstrøm (1974) son menos conservadores que los obtenidos por Priest y Hudson (1976), que proporciona unos valores de RQD más desfavorables para una misma densidad de discontinuidades. (Jordá *et al.*, 2016).

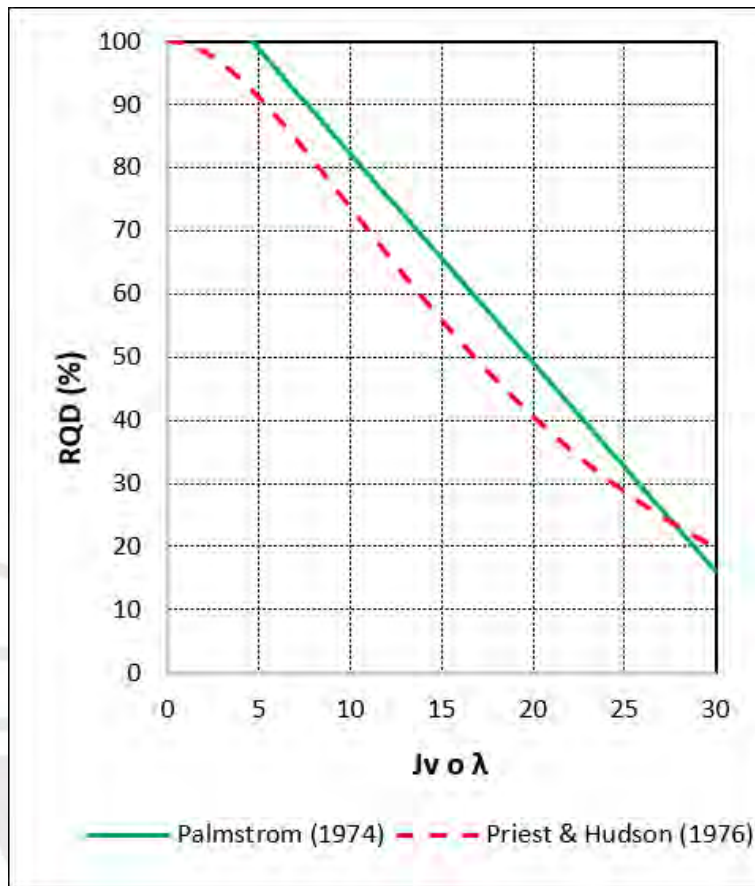


Figura 2-64: Funciones de RQD (modificado de Jordá *et al.*, 2016)

Todo lo anterior debe tenerse en cuenta para realizar una estimación razonable del índice RQD, cabe recalcar que las relaciones presentadas anteriormente surgieron de la experiencia, por lo tanto, se debe desarrollar cierta sensibilidad para aplicar los criterios correctos que permitan una mejor toma de decisiones. (Jordá *et al.*, 2016).

Otro parámetro que representa la estructura del macizo rocoso, al igual que el RQD o el *Structure Rating* (SR), es el volumen de bloque ( $V_b$ ). Este parámetro aparece en las formulaciones de Cai *et al.* (2004) y Russo (2009).

Palmstrøm (1982), propone el cálculo del volumen de bloque ( $V_b$ ) a partir de los espaciados medios medidos directamente sobre los bloques de roca representativos ( $S_1$ ,  $S_2$  y  $S_3$ ), y de los ángulos que forman entre si los tres juegos de fracturas ( $\gamma_1$ ,  $\gamma_2$  y  $\gamma_3$ ).

$$V_b = \frac{S_1 S_2 S_3}{\text{sen} \gamma_1 \text{sen} \gamma_2 \text{sen} \gamma_3} \quad (2.50)$$

De acuerdo con Jordá *et al.* (2016), a menudo, los bloques de roca tienen geometrías irregulares (e.g., cuando hay numerosas discontinuidades erráticas), por lo que el volumen de bloque no puede ser estimado a partir de los espaciados. En estos casos, el volumen de bloque será estimado a partir de sus dimensiones características. En aquellos casos en los que no podemos observar ni medir el tamaño completo de los bloques en el afloramiento (e.g., en frentes de túneles), Palmstrøm (1982) recomienda estimar el volumen asumiendo que los espaciados no medidos tienen una dimensión de cinco veces el espaciado conocido.

El volumen de bloque, también puede ser estimado con la relación propuesta por Palmstrøm (1995):

$$W_{lb} = \beta J J_V^{-3} \quad (2.51)$$

Donde  $\beta$  es el factor que considera la forma del bloque, de acuerdo con la siguiente descripción:

- Bloques equidimensionales,  $\beta=27$ ,
- Bloques prismáticos y tabulares,  $\beta=28-32$ ,
- Bloques moderadamente largos y planos,  $\beta=33-59$ ,
- Bloques largos y planos,  $\beta=60-200$ ,
- Bloques muy largos y planos,  $\beta>200$ .

Esta relación se presenta gráficamente en la Figura 2-65, en donde también se incluyen las relaciones para el cálculo en función del RQD.

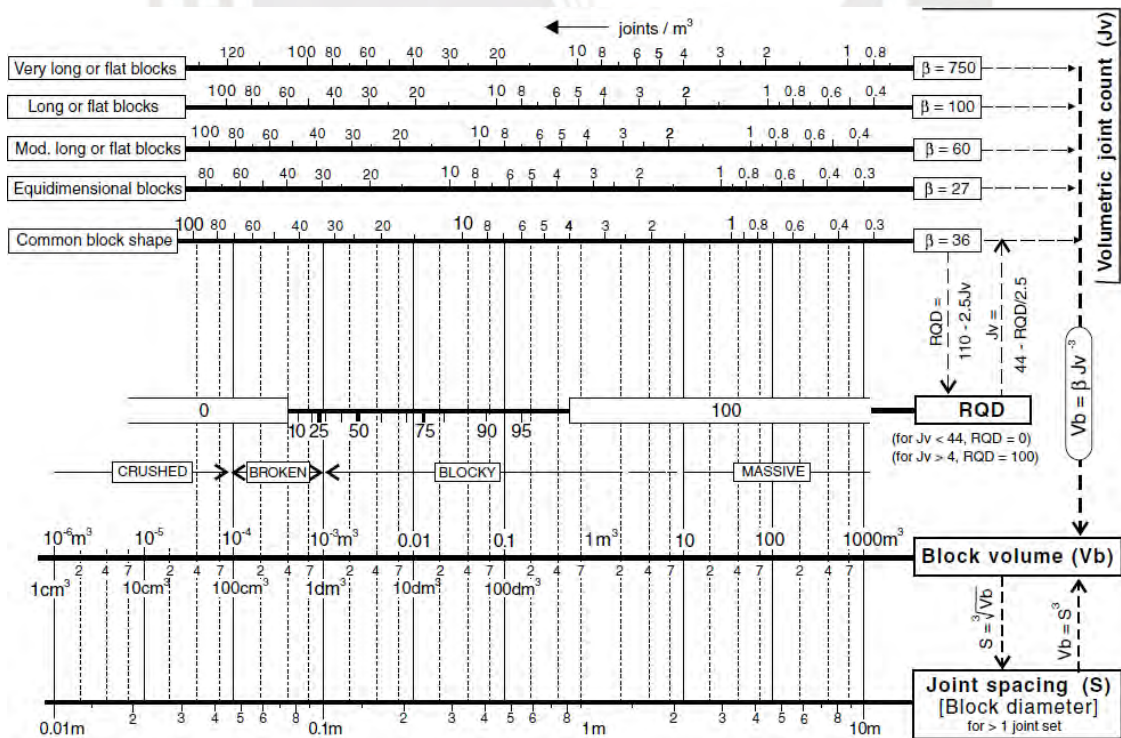


Figura 2-65: Correlaciones para el cálculo del volumen de bloque (Palmstrøm, 2005)

El proceso de mapeo directo o tradicional del macizo rocoso, constantemente se encuentra ante una serie de dificultades, por ejemplo, cuando se tiene que caracterizar macizos rocosos ubicados en sectores inaccesibles o inestables; cuando las estaciones geomecánicas se ubican en sectores poco representativos, o cuando las lecturas de la brújula son distorsionadas por la presencia de minerales de hierro, tal como ocurre en muchas minas ubicadas en el sur del Perú.

Ante estos inconvenientes, las técnicas LiDAR y la fotogrametría constituyen una alternativa para realizar una recolección rápida de información de la superficie de terreno (nubes de puntos 3D), por lo que en los últimos años su uso se ha difundido, y se ha ido incorporando progresivamente como procedimiento válido para la caracterización del macizo rocoso.

Algunos de los parámetros que pueden derivarse en la actualidad a partir de este tipo de información, son la orientación de las discontinuidades, su espaciado, la persistencia, así como la rugosidad. Del mismo modo, el empleo de esta información 3D está permitiendo una mejor caracterización de los distintos mecanismos de rotura (Jordá *et al.*, 2016).

Como resultado del procesamiento de los datos obtenidos remotamente, en primer lugar, se obtiene un estereograma obtenido a partir de un diagrama de concentración de polos correspondientes a los sistemas principales de fracturamiento (Figura 2-66). Por otro lado, se representa cada familia de los planos de las discontinuidades con un color definido, lo que permite su visualización en 3D (Figura 2-67).

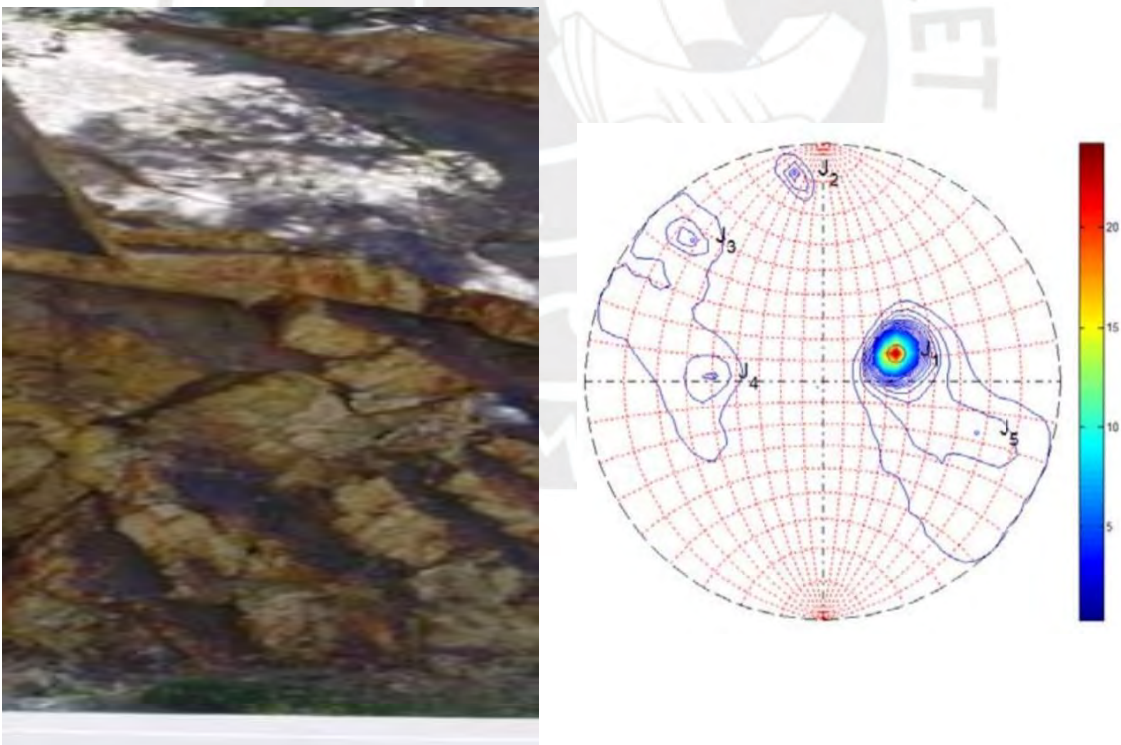


Figura 2-66: Macizo rocoso y su estereograma de densidades de las discontinuidades existentes (Riquelme *et al.*, 2014)

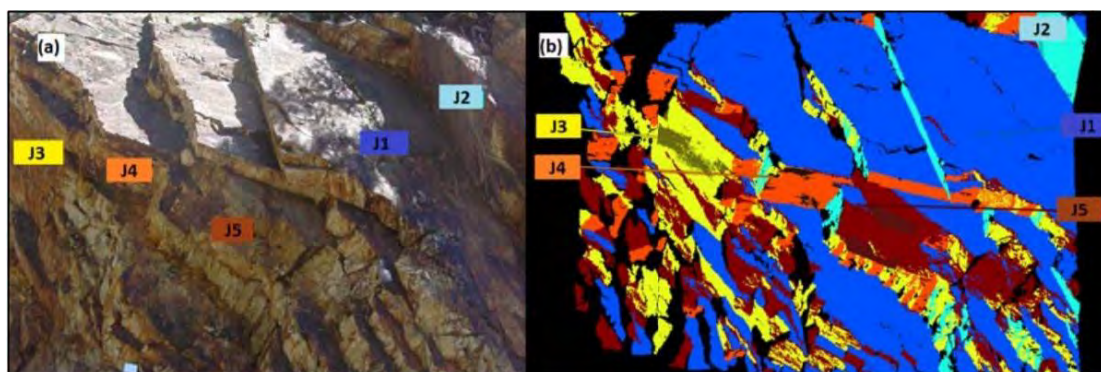


Figura 2-67: Representación de las familias de discontinuidades del macizo rocoso, para lo cual se ha utilizado el programa *Discontinuity Set Extraction* (DSE) (Riquelme *et al.*, 2014)

## 2.7.2 CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES

Con respecto a los parámetros que definen la condición de las discontinuidades del macizo rocoso, Hoek *et al.* (2013) y Sonmez y Ulusay (1999, 2002) consideran en su formulación parámetros que son parte del  $RMR_{89}$ .

Hoek *et al.* (2013) utiliza directamente el valor de  $J_{Cond89}$ ; y Sonmez y Ulusay (1999, 2002) considera el *Surface Condition Rating* (SCR), el cual se calcula sumando los puntajes del  $RMR_{89}$  asociados a la rugosidad, alteración y relleno.

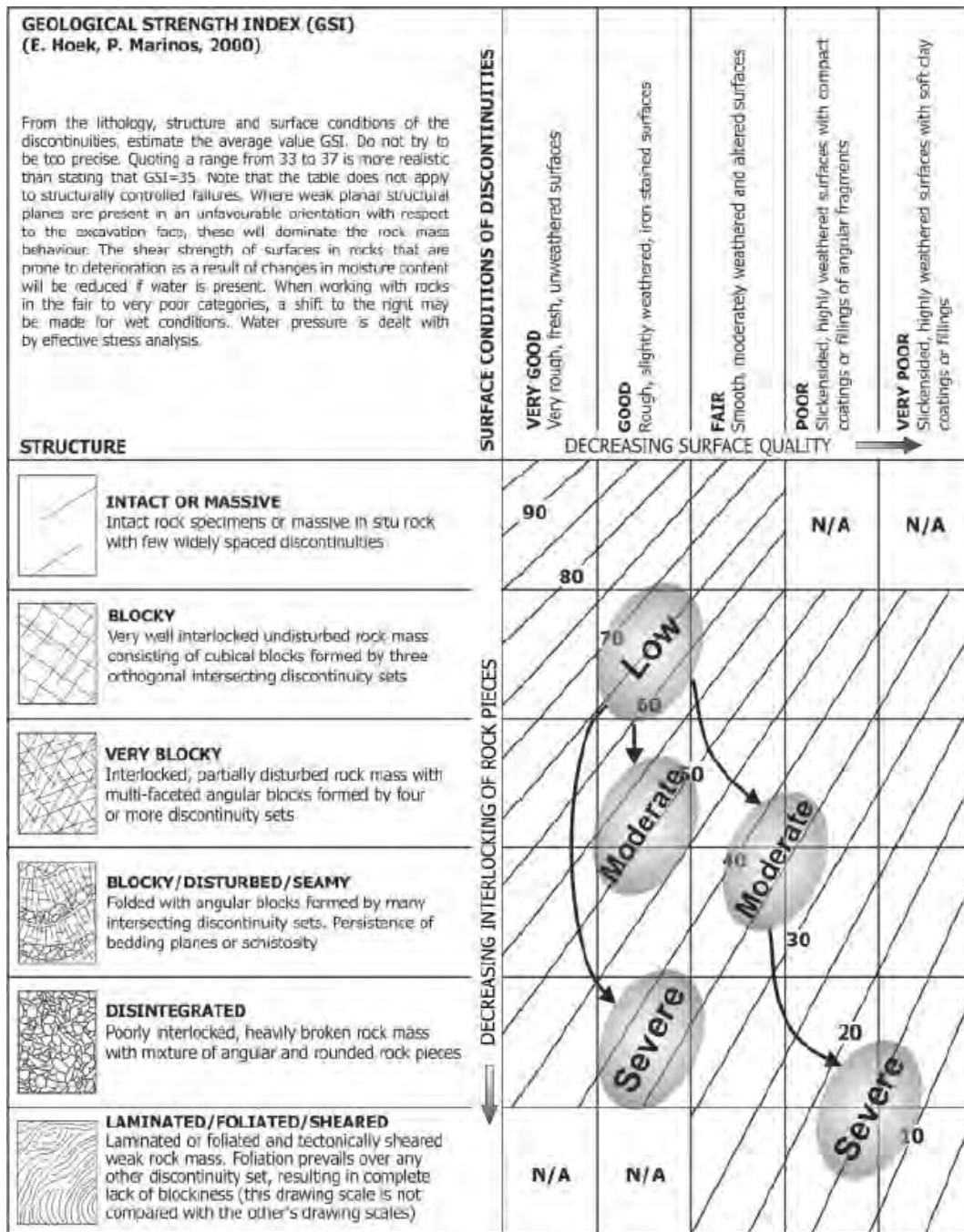
Por otro lado, Cai *et al.* (2004) y Russo (2009) definen la condición de las discontinuidades ( $J_c$  o  $jC$ ) considerando los parámetros del índice  $RMi$  (Palmstrøm, 1995), es decir en función de  $J_w$  (ondulación a larga escala),  $J_s$  (rugosidad a pequeña escala) y  $J_a$  (alteración).

En ambos enfoques, para conseguir una mejor caracterización de las discontinuidades, se recomienda realizar el levantamiento riguroso de la información geomecánica de campo mediante el mapeo de líneas de detalle.

## 2.7.3 INTERACCIÓN GSI-TECTONISMO

Cuando el tectonismo es bajo, generalmente la intensidad del fracturamiento también es bajo y los valores de GSI son de altos a muy altos (estructura intacta a ligeramente fracturada en bloques). Sin embargo, valores bajos de GSI pueden encontrarse incluso en macizos rocosos muy competentes (Marinos y Carter, 2018).

En zonas tectónicas, particularmente si son de compresión, los valores de GSI pueden reducirse considerablemente, ya que la estructura en estos sectores tiende a ser muy compleja con un número significativo de fracturas. Este tipo de macizo rocoso frecuentemente tiende a comportarse de una manera más dúctil, particularmente si la matriz también es relativamente débil (por ejemplo, para lutitas, lutitas o limolitas). Para estos macizos rocosos, el valor del GSI se mueve más a la derecha hacia la categoría de condición de juntas mala, o incluso a muy mala (por ejemplo, cuando se observan revestimientos de arcilla blanda). La influencia del tectonismo en los valores GSI para dos tipos de rocas diferentes se presenta con diferentes trayectorias en la Figura 2-68.



Note: The position of projected grey areas are indicative

Figura 2-68: Ejemplo explicativo de como el tectonismo afecta al GSI. Movimientos hacia las categorías inferiores de la estructura en la parte izquierda del ábaco corresponden a un material frágil; mientras que en la parte derecha se presenta un material más dúctil, por ejemplo, esquisto, lutita o limolita débil (Marinos y Hoek, 2018)

## 2.7.4 INTERACCIÓN GSI-ALTERACIÓN/INTEMPERISMO

Los valores del GSI pueden ser gravemente afectados por el intemperismo o por la alteración. Con poca frecuencia se ejecutará un proyecto excavado íntegramente en roca fresca, solo en túneles profundos y situaciones de minería profunda es probable que se encuentre roca seca y fresca (no meteorizada). Por otro lado, la alteración puede variar desde ninguna hasta severa, incluso en profundidades significativas, como se observa a

menudo en las proximidades de las zonas de mineral en minería profunda. En la mayoría de los proyectos de construcción, se debe considerar seriamente el impacto que estos dos procesos naturales pueden tener en la degradación de la calidad del macizo rocoso, resistencia y deformabilidad desde el estado intacto inicial.

La alteración suele ser provocada por procesos geológicos profundos: alteración hidrotermal, alteración metamórfica, etc. Mientras que la meteorización del macizo rocoso normalmente se extiende a poca profundidad, con la descomposición ocasionada por procesos mecánicos y de degradación química.

#### **2.7.4.1 GSI-METEORIZACIÓN**

En función del grado de meteorización, la condición de juntas reduce su calidad y, como consecuencia, el entrelazamiento de los bloques de roca disminuye. Por otra parte, en principio la estructura podría no ser afectada, al menos si la meteorización no está muy avanzada.

Las características típicas de los macizos rocosos que han sido sometidos a diferentes grados de meteorización han sido descritas por la ISRM (1981), estos se clasifican desde roca fresca (W-I) hasta suelo arcilloso-arenoso (W-VI), tal como se indica en la Figura 2-69.

Como puede apreciarse a partir de las descripciones de la Figura 2-69, tanto la meteorización mecánica como la química dan como resultado cambios en la estructura del macizo rocoso (al romper bloques de roca en fragmentos más pequeños), estos procesos también alteran propiedades de la roca intacta como  $\sigma_{ci}$  y  $m_i$ , producto del debilitamiento de la unión de los granos minerales dentro de la matriz de la roca.

La columna central de la Figura 2-69 (Stacey y Page, 1986), proporciona una guía para definir cuanto se reduce la resistencia de la roca intacta en función del grado de meteorización. Como puede observarse, los fragmentos intactos originales tienden a volverse completamente friables debido a la influencia del cambio químico/mineralógico, lo cual ocurre solo para rocas con intemperismo de grado W-IV. En un estado W-III, el material rocoso intacto todavía mantiene muchas de sus características originales, mientras que la condición de discontinuidades puede haberse deteriorado considerablemente.

Este cambio de W-III a W-IV puede constituir un límite crítico de definición del GSI, ya que en este punto hay una reducción considerable en las propiedades de la matriz, además de cambios en el tamaño del bloque como resultado de la reducción del tamaño del fragmento asociado con la meteorización



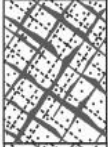



	GRADE SCALE (ISRM)	TERM	Description	$\sigma_{ci}$ reduction factor (After Stacey and Page, 1986)	GSI notes
	VI	Residual soil	Soil derived from in situ weathering (100% soil) (from grades IV,V)	N/A (advise soil mechanic testing)	N/A (advise soil mechanic testing)
	V	Completely weathered	All rock material is decomposed and/or disintegrated to a soil (less than 30% rock of grades I,II,III). The original mass structure is still visible. Shearing can be affected through matrix.	0.001-0.004	Area where GSI is marginally applicable. The structure has been severely disturbed and the interlocking between the fragments has been lost. Clayey-sandy zones follow the original structure and rock fragments are not interlocked. Joint condition is Very Poor.
	IV	Highly weathered	More than a half of the rock material is decomposed and/or disintegrated to a soil (30% to 50% rock of grades I,II,III). Severe weathering along the surfaces. Fresh or discoloured rock is present either as a discontinuous framework or as corestones. The rock material is friable. Corestones still affect shear behaviour of the rock mass.	0.04	The structure has been highly disturbed and the interlocking between the fragments has been highly loosened. Clayey and sandy products are filling all the discontinuities. Joint condition is Very Poor. The GSI shifts down and right in the chart.
	III	Moderately weathered	Less than half of the rock material is decomposed and/or disintegrated to a soil (50% to 90% rock of grades I,II,III). High to severe weathering along the surfaces. Fresh or discoloured rock is present either as a discontinuous framework or as corestones. The rock material is not friable. The structure is locked.	0.1	The interlocking between the fragments has been considerably loosened. Weathering coatings and fragments are filling principle discontinuities (e.g. gneissic bands) and other joints. Joint condition is Poor. The GSI shifts to the poorer structure (e.g. from Very Blocky to Blocky/Disturbed and to the right in the chart.
	II	Slightly weathered	Discolouration indicates weathering of rock material and discontinuity surfaces (>90% rock of grades I,II,II). All the rock material may be discoloured by weathering and may be somewhat weaker than its fresh condition.	0.4	The structure is not changed but the quality of the discontinuity surfaces is (shift to the right). The GSI is reduced to Fair conditions.
	I	Fresh	No visible sign of rock material weathering (100% rock); perhaps slight discolouration on major discontinuity surfaces	1.0	Fresh rocks are generally massive (Intact to Very blocky). Joint condition is Very Good (very rough) to Good (rough). Blocks and surfaces are strongly interlocking. Rock mass may be even more fractured but only in depth (along a fault zone) where weathering has not been favored. In surface, a fractured rock mass is rarely fresh.

Figura 2-69: GSI y el cambio de la resistencia a la compresión en función del grado de meteorización (W-I a W-VI). Los grados de meteorización han sido definidos de acuerdo con lo sugerido por la ISRM (1981) (Marinos y Carter, 2018)

En la Figura 2-70 se ilustra un ejemplo indicativo de cómo el incremento del grado de meteorización afecta al GSI. Para rocas con grados de meteorización W-II y W-III, la condición de juntas se desplaza hacia derecha del gráfico GSI; mientras que para los grados W-IV a W-V, la calidad de las juntas se reduce hasta mala a muy mala debido a la presencia de productos de meteorización a lo largo de las juntas, cambiando la ubicación en el ábaco aún más a la derecha y hacia abajo.

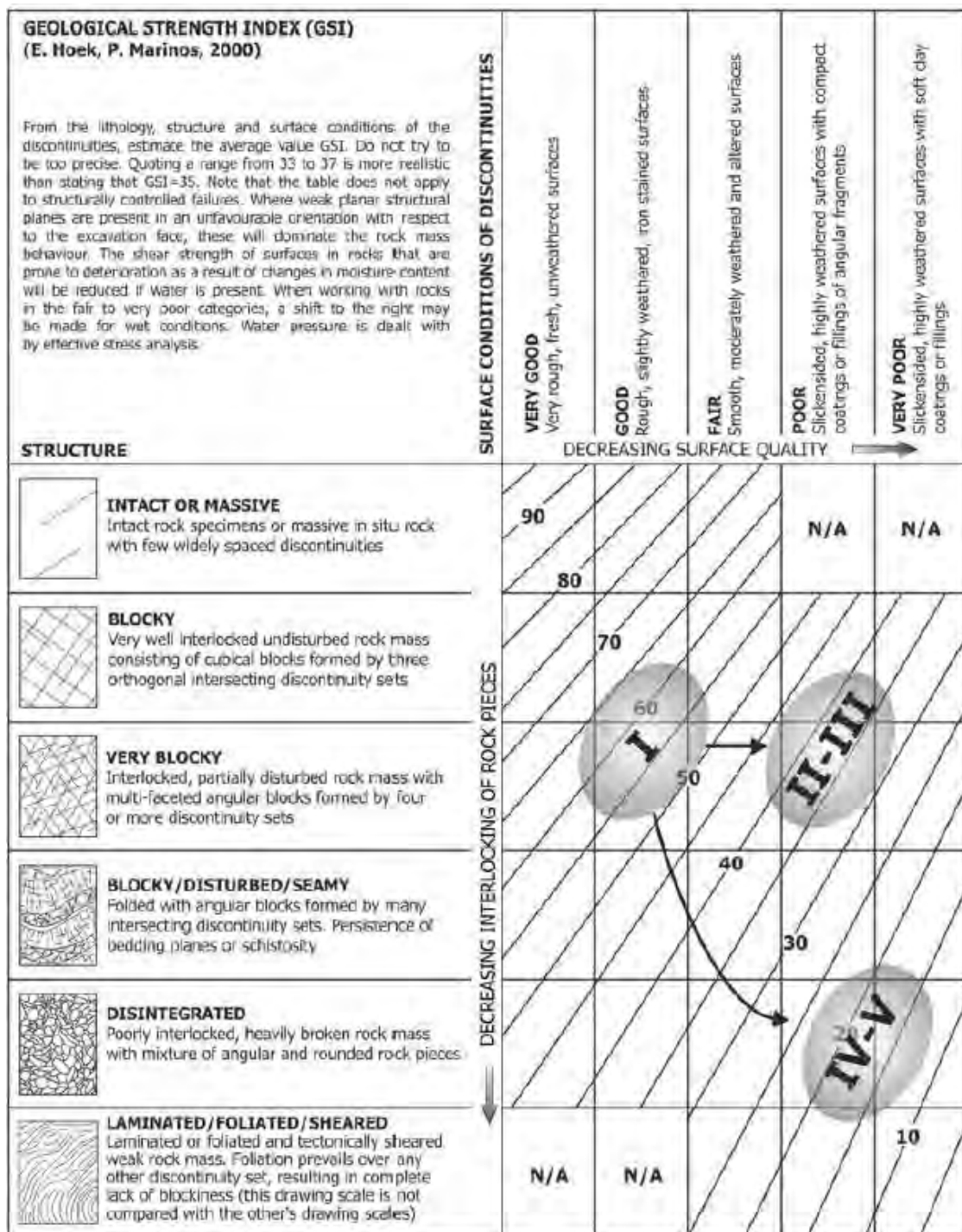


Figura 2-70: Ejemplo indicativo de como el intemperismo (W-I, W-V) afecta los valores del GSI (Marinos y Carter, 2018)

### 2.7.4.2 GSI-ALTERACIÓN

Los valores del GSI pueden reducirse considerablemente en macizos rocosos con alteración severa. En estas situaciones, la estructura es alterada progresivamente (cambiando de “Blocky” a “Very Blocky” o incluso a “Disintegrated”) en función del grado de alteración, tal como se presenta en la Figura 2-71. La condición de juntas en estos casos tiende a ser clasificada como mala a muy mala, por lo que se ubican en el

extremo inferior del ábaco GSI, mientras que las propiedades intactas  $\sigma_{ci}$  y  $m_i$  también pueden ser reducidas considerablemente.

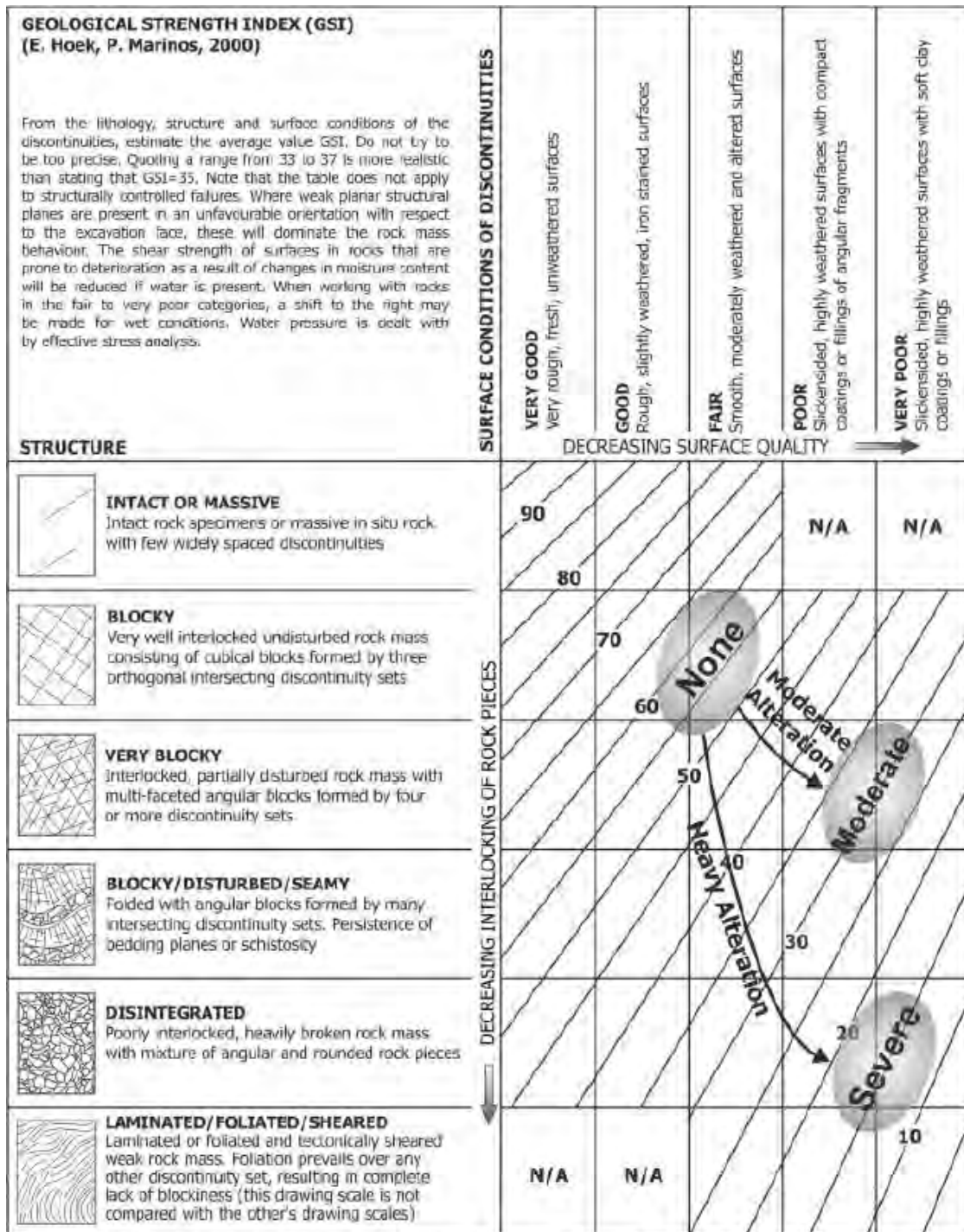


Figura 2-71: Ejemplo indicativo de como la alteración afecta los valores del GSI (Marinos y Carter, 2018)

## 2.8 COMPARACIÓN DE VALORES DE GSI OBTENIDOS CON DIVERSOS ENFOQUES

En el presente capítulo se presenta la comparación de los valores del GSI obtenidos por diferentes metodologías cualitativas y cuantitativas. En primer lugar, se presenta un resumen de los resultados obtenidos en estudios similares realizados previamente por otros autores como Hoek *et al.*, 2013, Winn y Wong (2018), Win (2019) y Vászrhelyi *et al.* (2016); y posteriormente, en el capítulo 5.4, se ha realizado la comparación de resultados obtenidos en cuatro macizos rocosos representativos, en los que se han utilizado criterios de cálculo visuales y criterios basados en formulaciones cuantitativas, tales como Hoek *et al.* (2013), Cai *et al.* (2004), Russo (2009), Sonmez y Ulusay (2002).

### 2.8.1 REVISIÓN DE ESTUDIOS PREVIOS

#### 2.8.1.1 HOEK ET AL. (2013)

Hoek *et al.* (2013), con la finalidad de verificar su formulación cuantitativa para el cálculo del GSI, la cual se obtiene en función del RQD y de la condición de fracturas JCond<sub>89</sub>, realizó una comparación entre los valores de GSI obtenidos visualmente en los afloramientos rocosos y los obtenidos con la formulación propuesta.

La comparación de resultados se realizó a partir de 75 datos obtenidos de afloramientos rocosos, los cuales se presentan gráficamente en la Figura 2-72, en este gráfico la línea roja continua indica una correspondencia exacta entre el valor de GSI observado y GSI calculado, mientras que las dos líneas rojas discontinuas indican la dispersión del valor de GSI en 10 puntos ( $GSI_{\text{visual}} \pm 10$ ).

En este caso, de acuerdo con los resultados de Hoek *et al.* (2013), se observa que hay una buena correspondencia entre los valores de GSI observados y calculados o cualitativos y cuantitativos. Además, la mayoría de los valores calculados no superan los 5 puntos de diferencia respecto al valor de GSI obtenido en campo.

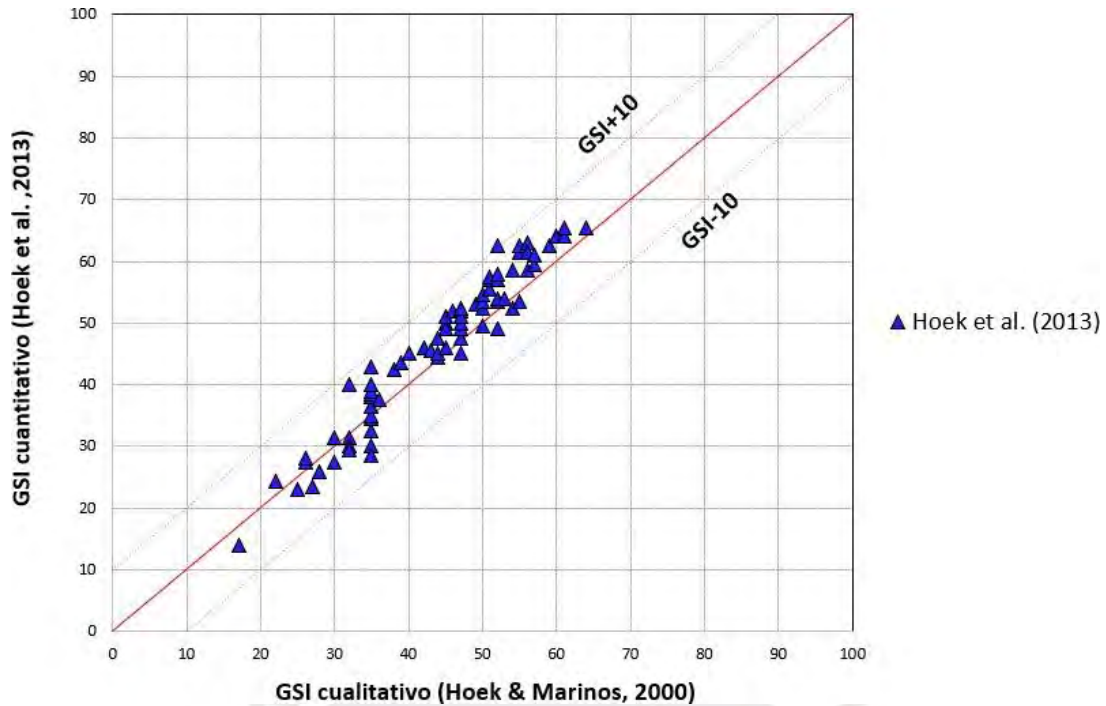


Figura 2-72: Comparación entre los resultados del índice GSI obtenidos visualmente y los obtenidos con la formulación de Hoek *et al.* (2013) (modificado de Hoek *et al.*, 2013)

### 2.8.1.2 WING Y WONG (2018)

Winn y Wong (2018), calcularon el valor del índice GSI en rocas sedimentarias ubicadas en Singapur, mediante cuatro metodologías diferentes: Russo (2009), Sonmez y Ulusay (1999), Cai *et al.* (2004) y Hoek *et al.* (2013).

Al realizar la comparación entre los resultados obtenidos, Winn y Wong (2018) concluyeron que los valores de GSI calculados se encuentran en un rango acotado por  $\pm 10$  puntos respecto a los valores de GSI obtenidos visualmente. Siendo los resultados de Russo (2009) los que presentan una mayor dispersión, y los de Sonmez y Ulusay (1999) los que presentan un mejor ajuste.

La gráfica de comparación de los resultados se presenta en la Figura 2-73, en donde no se han graficado los resultados de aplicar la relación de Hoek *et al.* (2013), debido a que Winn y Wong (2018) sugirieron modificar los coeficientes de la formulación original para lograr un mejor ajuste, por lo que los resultados ya no corresponden a la formulación original.

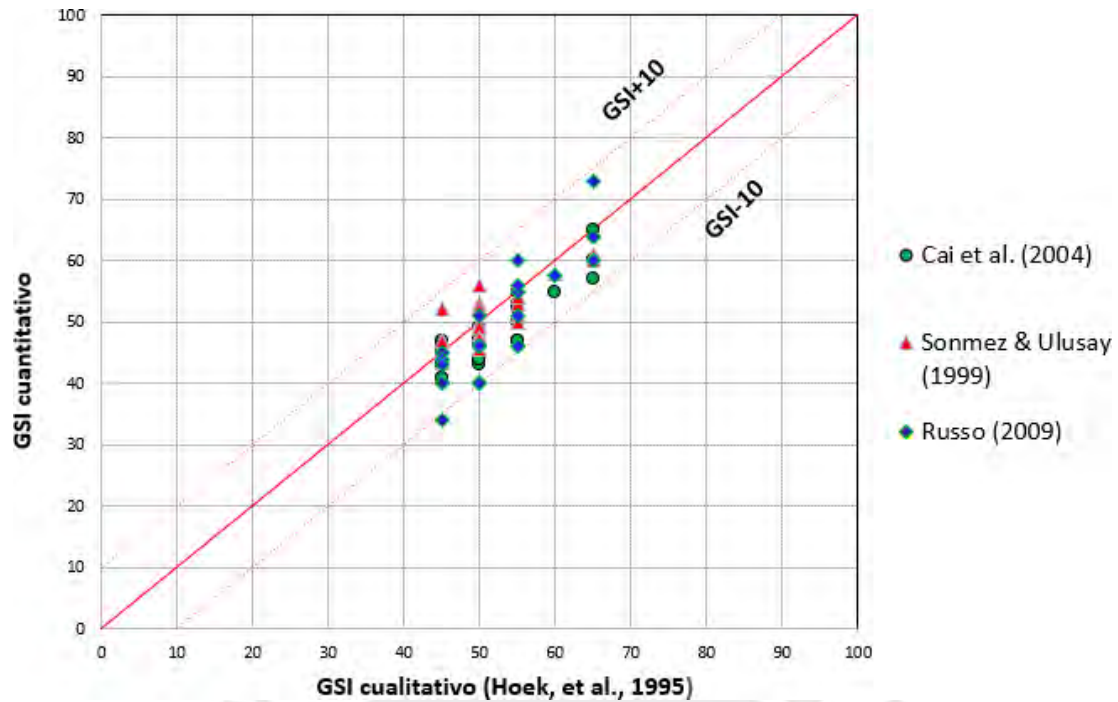


Figura 2-73: Comparación de resultados del índice GSI obtenido en campo (Hoek *et al.*, 1995) y con las formulaciones propuestas por Hoek *et al.* (2013), Cai *et al.* (2004), Sonmez y Ulusay (1999) y Russo (2009) (modificado de Winn y Wong, 2018)

### 2.8.1.3 BERTUZZI ET AL. (2016)

Bertuzzi *et al.* (2016), comparó los valores de GSI obtenidos visualmente en cuatro macizos rocosos diferentes, respecto con los resultados obtenidos a partir de la formulación de Hoek *et al.* (2013).

De acuerdo con los resultados obtenidos, se observa que muchos de los valores calculados difieren en más de 10 puntos respecto a los valores obtenidos visualmente, lo que indica que hay una gran variabilidad; sin embargo, aproximadamente en la mitad de los datos si se presenta una buena correlación.

Por este motivo, Bertuzzi *et al.* (2016) recomienda que el GSI cuantificado sea usado como un cálculo complementario y que necesariamente se debe realizar el cálculo visual en campo (cualitativo). Los resultados de la comparación se presentan en la Figura 2-74.

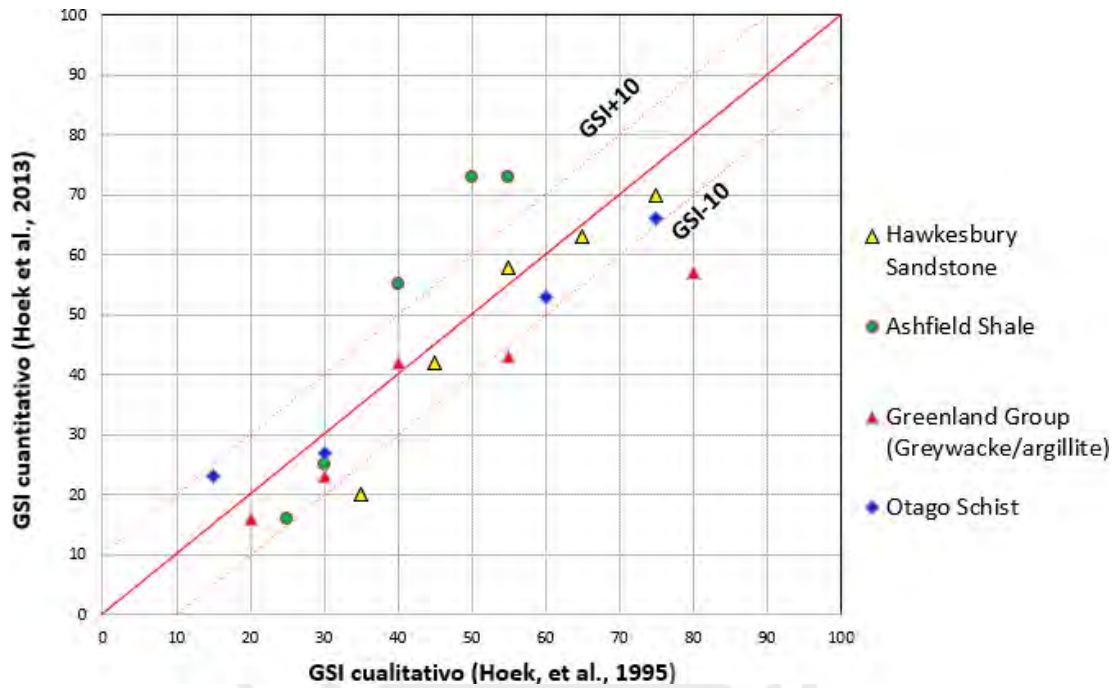


Figura 2-74: Comparación de resultados entre el índice GSI obtenido en campo (Hoek *et al.*, 1995) y los obtenidos con las formulaciones propuestas por Hoek *et al.* (2013) (modificado de Bertuzzi *et al.*, 2016)

#### 2.8.1.4 WINN (2019)

Winn (2019), realizó una comparación de los resultados obtenidos entre el valor del índice GSI obtenido en campo y los obtenidos cuantitativamente por Hoek *et al.* (1995), Barton *et al.* (1995) y Hoek *et al.* (2013).

La base de datos utilizada corresponde a rocas sedimentarias estratificadas en Singapur. Los resultados indican que se han observado diferencias en el rango de 10 hasta 30 puntos.

Winn (2019) indica que el principal motivo de estas diferencias es la variabilidad de los parámetros referentes a las discontinuidades, tales como el RQD,  $J_n$ ,  $J_r$  y  $J_a$  en las rocas sedimentarias. Por lo que propuso modificar los coeficientes de las formulaciones indicadas para ajustar los valores calculados con los valores observados específicamente en dichos macizos rocosos.

Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 2-75, en donde, de manera general, los valores calculados han resultado considerablemente mayores que los observados en campo.

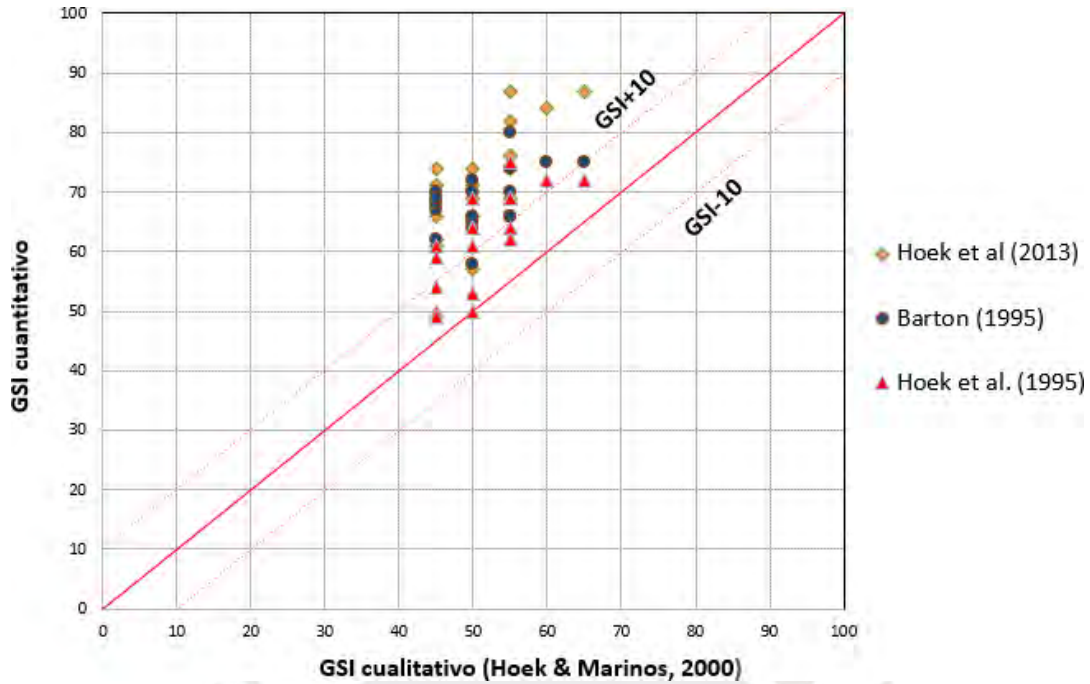


Figura 2-75: Comparación de resultados del índice GSI obtenido en campo (Hoek y Marinos, 2000) y los obtenidos con las formulaciones propuestas por Hoek (1995), Hoek *et al.* (2013) y Barton (1995) (modificado de Winn, 2019)

### 2.8.1.5 VÁSÁRHELYI ET AL. (2016)

Con la finalidad de estudiar la dispersión entre los valores de GSI obtenidos utilizando diversas metodologías, Vászárhelyi *et al.* (2016) evaluaron los valores de GSI a lo largo de 70 m de un túnel en Hungría, para lo cual se consideraron las siguientes formulaciones:

$$GSI_1 = RMR_{89} - 5 \quad (2.52)$$

$$GSI_2 = 1.5J_c + 0.5RQD \quad (2.53)$$

$$GSI_3 = 15 \ln \left( \frac{RQD J_r}{J_n J_a} \right) + 50 \quad (2.54)$$

$$GSI_4 = 9 \ln \left( \frac{RQD J_r}{J_n J_a} \right) + 44 \quad (2.55)$$

$$GSI_5 = \frac{52J_r / J_a}{(1 + J_r / J_a)} + 0.5RQD \quad (2.56)$$

$$GSI_6 = \frac{26.5 + 8.79 \ln J_c + 0.9 \ln V_b}{1 + 0.015 \ln J_c - 0.0253 \ln V_b} \quad (2.57)$$

$$GSI_7 = 153 - \frac{165}{\left[ 1 + \left( \frac{J}{(0.19)^p} \right)^{0.44} \right]} \quad (2.58)$$

En la Figura 2-76, se presentan los valores calculados del índice GSI de acuerdo con las formulaciones mencionadas y en cada sector del túnel. Los resultados indicaron que diferentes formulaciones pueden obtener resultados muy diversos.

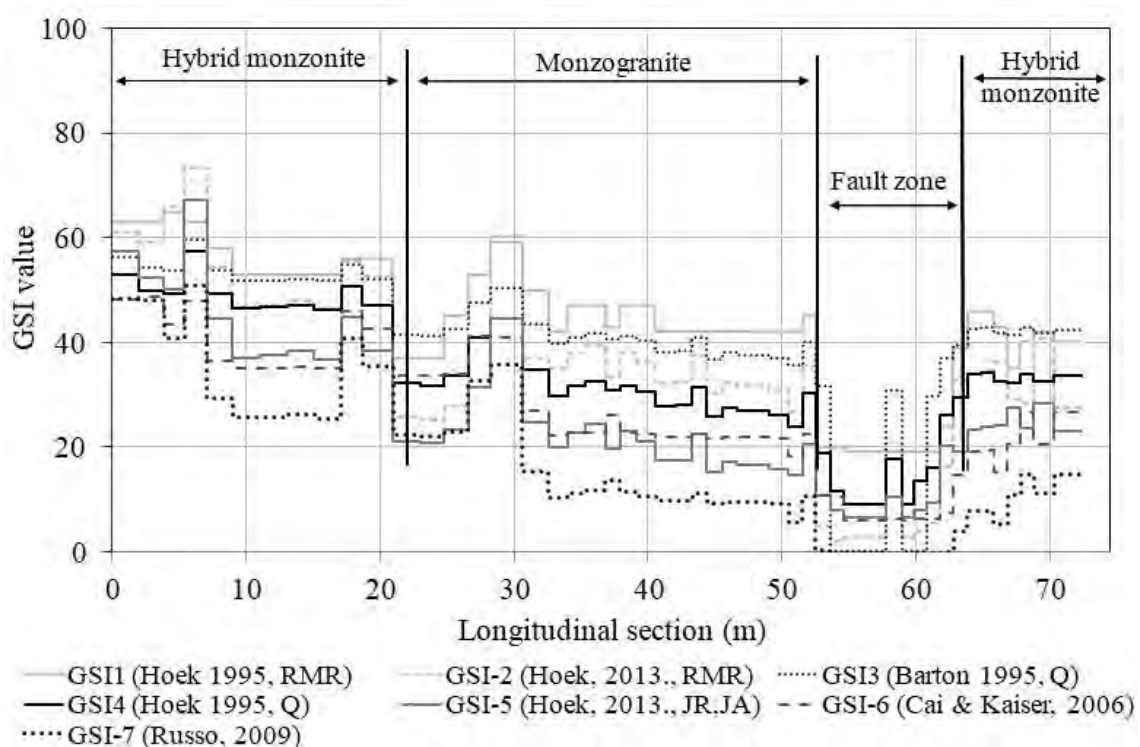


Figura 2-76: Valores del índice GSI calculados a lo largo de la sección longitudinal de un túnel (Vásárhelyi *et al.*, 2016)

Las diferencias obtenidas entre los diferentes valores de GSI se encuentran entre 15 y 38, con un valor promedio de 27 puntos, lo que indica que hay una gran dispersión entre los resultados obtenidos al aplicar las distintas metodologías de cálculo. Se observa que los valores de GSI-7 (Russo, 2009) son los que presentan una mayor diferencia respecto a las otras formulaciones.

De manera general, se concluye que los resultados obtenidos de la aplicación de las diferentes formulaciones cuantitativas se encuentran dentro de la franja definida por  $GSI \pm 10$ , lo cual es un valor aceptable. Sin embargo, por lo general la formulación de Russo (2009) proporciona resultados más conservadores, esto se ha verificado también con los análisis de datos propios presentado en el Capítulo 5.4.

Además, es recomendable revisar las condiciones sobre las cuales cada formulación cuantitativa ha sido definida antes de aplicarla en algún análisis, por ejemplo, el tipo de roca, la calidad geomecánica, el tipo de exposición (túnel o talud), etc.

## **CAPÍTULO III. MARCO CONCEPTUAL: FORMULACIÓN NUMÉRICA DE MODELOS CON REDES DE FRACTURAS**

### **3.1 GENERALIDADES**

Los macizos rocosos son cuerpos discontinuos, heterogéneos, anisótropos y no-elásticos conformados por bloques de roca intacta y por las discontinuidades, las cuales producen un “salto” en los campos de tensiones y deformaciones. La presencia de las discontinuidades reduce las propiedades de resistencia y deformacionales del material e induce una dirección preferencial en la respuesta del material (Riahi *et al.*, 2010). Por este motivo, es común considerar en la práctica ingenieril modelos que consideren el comportamiento discontinuo del material, lo cual es realizado generalmente bajo los siguientes enfoques:

- Métodos continuos basados en la teoría de Cosserat o elasticidad micropolar (Cosserat, 1909),
- Una combinación de métodos continuos y de interfase,
- Método de los elementos discretos (MED).

En el modelamiento realizado en esta tesis se utilizará un modelo correspondiente a la categoría de combinación de métodos continuos y de interfase (J-MEF), por lo que en el presente capítulo se desarrolla el fundamento del método.

### **3.2 EL MÉTODO J-MEF**

Tradicionalmente se considera que la aplicación del Método de los Elementos Finitos (MEF) no es adecuada para el análisis de macizos rocosos, por otro lado, se considera que el Método de Elementos Discretos (MED) es la opción más acertada. Sin embargo, varios investigadores (Hammah, *et al.*, 2004, 2008, 2009; Pozo, 2014) han demostrado que en ciertos casos el MEF con la representación explícita de las juntas es una alternativa aceptable para el análisis de macizos rocosos fracturados.

A pesar de que el MEF es un método para el análisis de modelos continuos (por ejemplo, para el análisis de la roca intacta), algunos elementos especiales de interfase han sido desarrollados e incorporados en los modelos numéricos, los cuales tienen la capacidad de representar directamente el comportamiento de las juntas que independizan los bloques de roca intacta en el macizo rocoso. Esta variante del método es denominada J-MEF (*Joint - Finite Element Method*).

Un ejemplo de la aplicación del J-MEF en el estudio de la estabilidad de macizos rocosos fracturados se presenta en la Figura 3-1, en donde se observan los contornos de desplazamientos totales para un talud de 60 y 120 m con la misma red de fracturas, los resultados gráficos indican la forma de la superficie de rotura del talud, condicionada por la disposición y características de las discontinuidades.

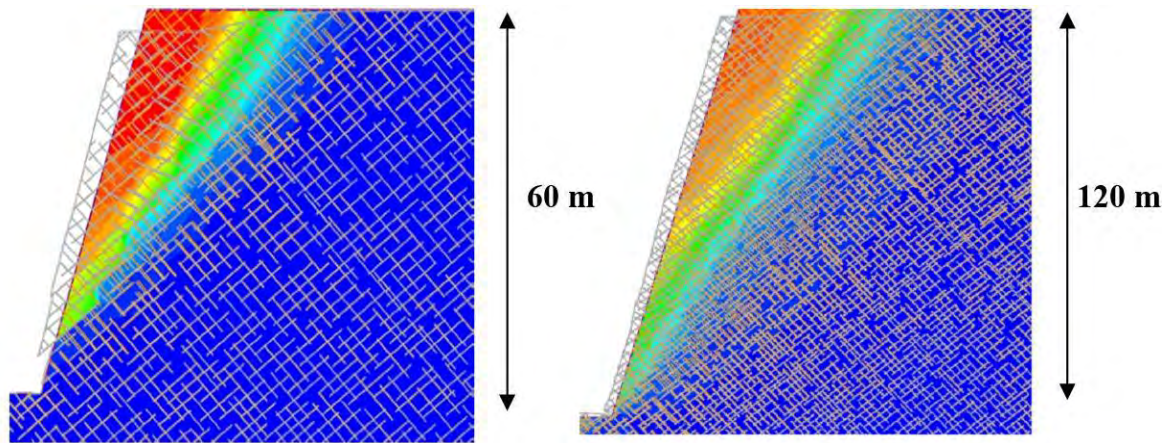


Figura 3-1: Ejemplo de aplicación del método J-MEF en el estudio de estabilidad de taludes (Hammah *et al.*, 2009)

### 3.2.1 FORMULACIÓN DEL MÉTODO J-MEF

De manera general, los modelos continuos que incorporan explícitamente los planos de las fracturas están basados en el comportamiento de los elementos de la interfase. Por lo tanto, para que el J-MEF sea aplicado de manera adecuada es necesario conocer las ecuaciones que gobiernan dicho comportamiento.

En esta tesis, el modelamiento de las discontinuidades fue realizado mediante la formulación de Goodman *et al.* (1968), la cual considera de manera independiente la contribución por inercia y por amortiguamiento de los elementos que representan las fracturas. Los elementos de interfase propuestos por Goodman *et al.* (1968) modelizan la respuesta de los desplazamientos discontinuos en un contacto borde - borde en la interfase. Los desplazamientos normales y tangenciales son medidos en términos de desplazamientos relativos de los pares nodales de los bordes (Riahi *et al.*, 2010). Goodman *et al.* (1968) asume que, aunque los bordes se desplacen relativamente unos de otros las parejas nodales permanecen constantes.

De acuerdo con la formulación de Goodman *et al.* (1968), en la Figura 3-2(a) se presenta la configuración inicial del modelo, y en la Figura 3-2(b) la configuración luego de producirse los movimientos relativos, se observa que los nodos extremos de la interfase pueden moverse tanto en la dirección normal como en la dirección tangencial, uno respecto del otro.

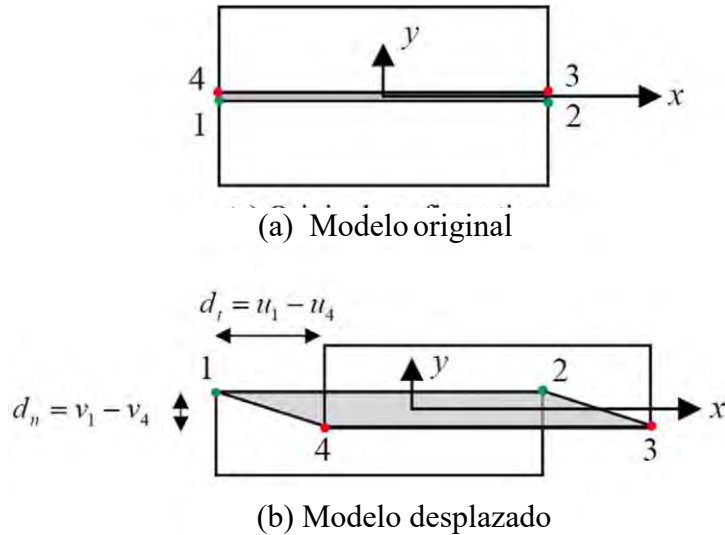


Figura 3-2: Geometría y topología con cuatro nodos y ocho grados de libertad (Goodman *et al.*, 1968)

En este caso, la función potencial ( $\Pi$ ) del elemento finito “tipo junta” se define como:

$$\Pi^{\text{int}} = \frac{1}{2} \int_A \varepsilon_{ij} \sigma_{ij} dA \quad (3.1)$$

La Ecuación 3.1 puede expresarse en términos de dos variables independientes, las cuales representan los desplazamientos normales ( $v$ ) y los desplazamientos a lo largo de las juntas ( $u$ ), tal como se presenta en la Figura 3-2. Por lo tanto, la ecuación resultante queda expresada además en términos de las rigideces normales ( $k_n$ ) y tangenciales de las discontinuidades ( $k_s$ ).

$$\Pi^{\text{int}} = \frac{1}{2} \int_{-l/2}^{+l/2} k_n (v_1 - v_4)^2 dx + k_s (u_1 - u_4)^2 dx \quad (3.2)$$

A su vez, la Ecuación 3.2 puede ser escrita de la siguiente manera:

$$\Pi^{\text{int}} = \frac{1}{2} \int_A u^T K u dA - \int_{\Gamma} u^T F d\Gamma \quad (3.3)$$

La minimización de la energía potencial se define como:

$$\frac{\partial \Pi}{\partial u} = \int_{-l/2}^{+l/2} K u dx - \int_{\Gamma} F d\Gamma = 0 \quad (3.4)$$

Finalmente obteniendo la ecuación del elemento finito “tipo junta”:

$$F_i = K_{ij} X_j \quad (3.5)$$

Donde:

$$K_{ij} = \frac{\partial \Pi}{\partial u_i \partial u_j} \text{ es la matriz de rigidez,} \quad (3.6)$$

$$F_i = \frac{\partial \Pi}{\partial u_i} \text{ es el vector de tensiones,} \quad (3.7)$$

$X_j$ , es el vector de desplazamientos.

La matriz K es la matriz de rigidez del elemento finito “tipo junta”, la cual es expresada en términos de la rigidez normal ( $k_n$ ), de la rigidez tangencial ( $k_s$ ) y de la persistencia de la fractura (l), la cual se presenta en la Ecuación 3.8.

$$[KK] = \frac{l}{6} \begin{pmatrix} 2kk_{ss} & 0 & 1kk_{ss} & 0 & -1kk_{ss} & 0 & -2kk_{ss} & 0 \\ 0 & 2kk_{nn} & 0 & 1kk_{nn} & 0 & -1kk_{nn} & 0 & -2kk_{nn} \\ 1kk_{ss} & 0 & 2kk_{ss} & 0 & -2kk_{ss} & 0 & -1kk_{ss} & 0 \\ 0 & 1kk_{nn} & 0 & 2kk_{nn} & 0 & -2kk_{nn} & 0 & -1kk_{nn} \\ -1kk_{ss} & 0 & -2kk_{ss} & 0 & 2kk_{ss} & 0 & 1kk_{ss} & 0 \\ 0 & -1kk_{nn} & 0 & -2kk_{nn} & 0 & 2kk_{nn} & 0 & 1kk_{nn} \\ -2kk_{ss} & 0 & -1kk_{ss} & 0 & 1kk_{ss} & 0 & 2kk_{ss} & 0 \\ 0 & -2kk_{nn} & 0 & -1kk_{nn} & 0 & 1kk_{nn} & 0 & 2kk_{nn} \end{pmatrix} \quad (3.8)$$

De acuerdo con lo mencionado, un elemento finito “tipo junta” proporciona conectividad entre dos superficies adyacentes en contacto, cuya relación entre las fuerzas aplicadas y los desplazamientos es definida en términos de los coeficientes de rigidez  $k_n$  y  $k_s$ , los cuales pueden ser calculados con las siguientes expresiones:

$$k_n = \frac{E_i E_m}{L(E_i - E_m)} \quad (3.9)$$

$$k_s = \frac{G_i G_m}{L(G_i - G_m)} \quad (3.10)$$

Donde:

- $E_i$  es el Módulo de Young de la roca intacta,
- $E_m$  es el Módulo de Young del macizo rocoso,
- $G_i$  es el Módulo de corte de la roca intacta,
- $G_m$  es el Módulo de corte del macizo rocoso,
- L es el espaciamiento promedio entre las discontinuidades.

Otra manera de estimar los valores de  $k_n$  y  $k_s$ , consiste en asumir que la junta presenta un material de relleno con propiedades elásticas conocidas. En este caso, la rigidez de la junta puede ser estimada, a partir de su espesor (esp) y del Módulo Elástico ( $E_0$ ) o del Módulo de Corte ( $G_0$ ) del material de relleno, a partir de las siguientes expresiones:

$$k_n = E_0 / \text{esp} \quad (3.11)$$

$$k_s = G_0 / \text{esp} \quad (3.12)$$

### 3.3 EL MÉTODO X-MEF

A pesar de que el método J-MEF es el enfoque más común para el modelamiento de macizos rocosos fracturados, en ocasiones, la creación de una malla robusta de elementos finitos para modelizar macizos rocosos con muchas diaclasas es un desafío, especialmente cuando hay muchas fracturas entrecruzadas y poco espaciadas, o cuando se requiere un modelado tridimensional (3D). Esto se debe a que en el enfoque J-MEF la malla debe estar alineada con las juntas, lo que hace que la discretización sea muy difícil de realizar.

Teniendo en cuenta estos inconvenientes, se desarrolló el Método de Elementos Finitos Extendidos (X-MEF), el cual constituye una poderosa alternativa de cálculo en macizos rocosos con redes de fracturas. El enfoque X-MEF es más adecuado para modelizar geometrías complejas, en primer lugar, se realiza el mallado correspondiente a la roca intacta, y posteriormente se incluyen en el modelo los planos de las discontinuidades independientemente de la malla generada inicialmente. En la Figura 3-3 se presenta un ejemplo de comparación del mallado de un modelo de talud considerando los enfoques J-MEF y X-MEF, se observa que la malla correspondiente a este último es más simple, por ser independiente de las fracturas, lo que equivale a optimizar tiempos de cómputo utilizados para concluir el análisis numérico.

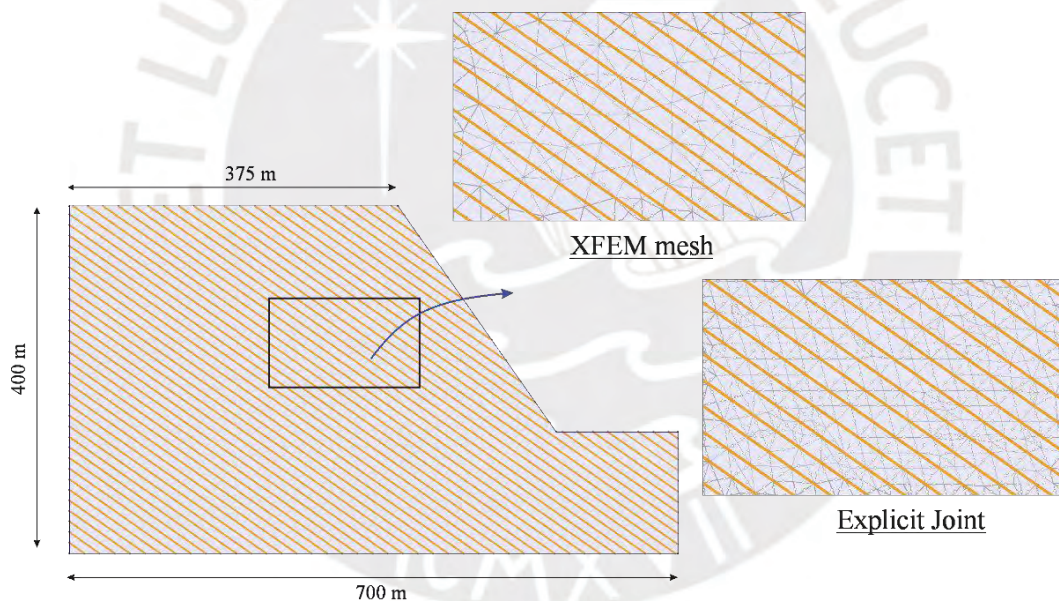


Figura 3-3: Comparación de las discretizaciones realizadas con los métodos J-MEF y X-MEF (Moallemi *et al.*, 2019)

En el enfoque X-MEF, el comportamiento de las discontinuidades se modeliza implícitamente agregando grados de libertad adicionales en cada nodo de los elementos de la malla intersecados por las discontinuidades.

La integración numérica sobre el dominio de la roca intacta se realiza mediante puntos de Gauss estándar para elementos cuadriláteros y triangulares, y se utilizan puntos de Gauss lineales para elementos de unión. Aunque en X-MEF, la discretización del dominio es independiente de la posición de las fracturas, los nodos enriquecidos se agregan a todos los elementos intersecados por discontinuidades para tener en cuenta el comportamiento

de las juntas discontinuas. Dependiendo de la cantidad de juntas en el elemento, se aplican grados de libertad adicionales a cada nodo (Figura 3-4).

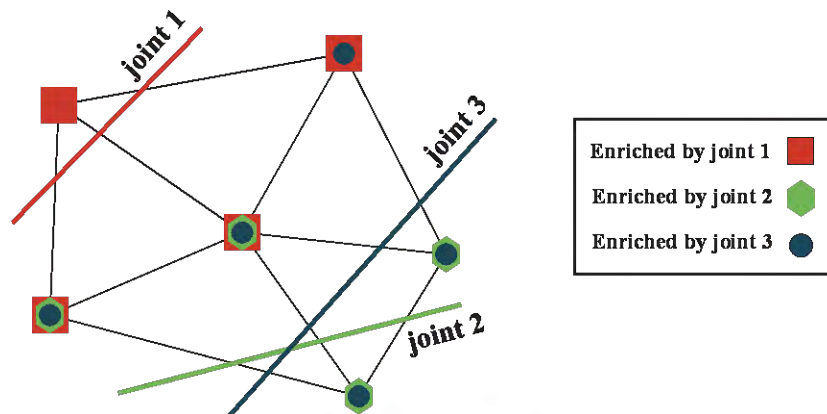


Figura 3-4: Enriquecimiento de los nodos debido a la intersección de la malla de elementos finitos con los planos que representan a las discontinuidades del macizo rocoso (Moallemi *et al.*, 2019)

En el enfoque X-MEF, los algoritmos de integración estándar deben modificarse para calcular la integración en el dominio y a lo largo de las discontinuidades. Según la ubicación de las juntas, cada elemento se divide en subregiones. Como resultado, la integración se realiza a lo largo de las discontinuidades y todos los subdominios de cada elemento. En la Figura 3-5 se presentan los resultados de la evaluación de un talud considerando los enfoques J-MEF y X-MEF, obteniéndose resultados similares con ambos criterios.

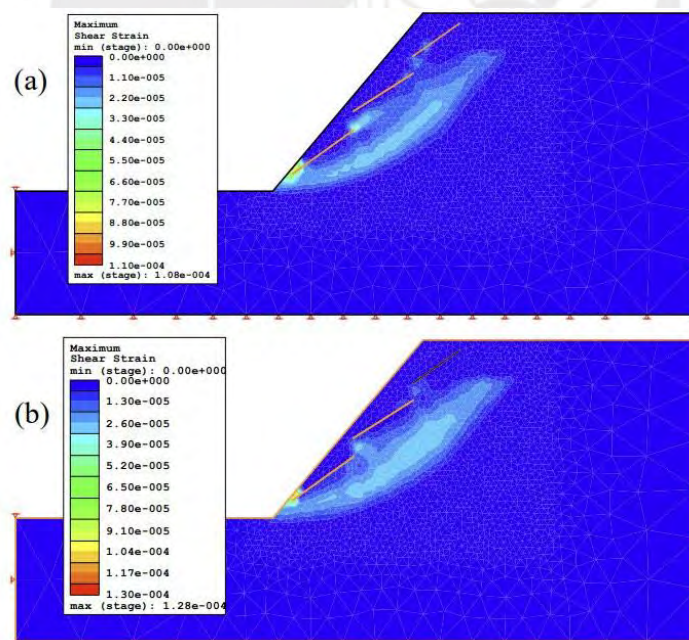


Figura 3-5: Superficies de rotura definidas por los contornos de máximas deformaciones por tensiones de corte. (a) Análisis con X-MEF, (b) Análisis con J-MEF (Moallemi *et al.*, 2019)

### 3.4 EL MÉTODO DE ELEMENTOS DISCRETOS

El Método de Elementos Discretos (MED) es particularmente útil para el análisis de caída de bloques y varios tipos de deslizamientos en los macizos rocosos (Stead *et al.*, 2006). Los elementos discretos se basan en la mecánica de medios discontinuos donde el comportamiento del talud está gobernado principalmente por la resistencia y disposición de las discontinuidades.

Este método está caracterizado por lo siguiente:

- Se calculan las deformaciones y rotaciones de cada uno de los bloques que conforman el modelo, asumiendo que los bloques son rígidos o deformables.
- Los bloques que originalmente se encuentran conectados, pueden separarse durante el análisis.
- Se pueden desarrollar automáticamente nuevos contactos entre los bloques que se desplazan o rotan.

Los programas UDEC y 3-DEC, desarrollados por Itasca (Itasca, 2004a, 2004b), son los más utilizados, y ambos emplean modelos de diferencias finitas en 2D y 3D respectivamente. El esquema de análisis utilizado por este método se presenta en la Figura 3-6.

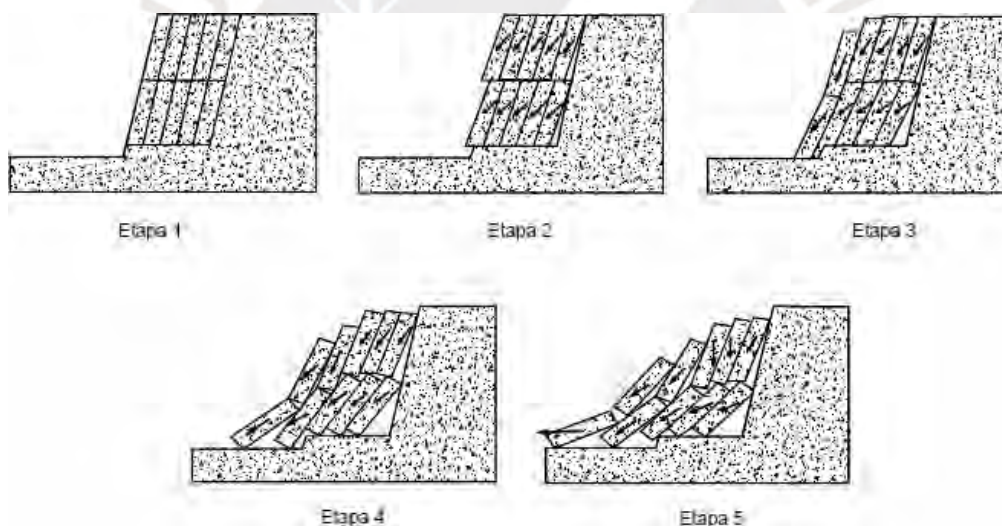


Figura 3-6: Esquema del análisis con el MED de la rotura de un talud (Stead *et al.*, 2006)

### 3.5 DIFERENCIAS ENTRE LOS ENFOQUES J-MEF Y MED

- Riahi *et al.* (2010) indicaron que la diferencia más importante entre los métodos J-MEF y MED se encuentra en el enfoque numérico de los contactos existentes entre los bloques de roca intacta. En el caso del MED, los contactos pueden cambiar, es decir, los contactos existentes pueden separarse y formar de nuevos contactos. En cambio, con el Método J-MEF, los contactos son siempre los mismos, un bloque de roca no puede separarse de los bloques adyacentes y formar nuevos contactos con otros bloques.
- Como consecuencia de lo mencionado en el punto anterior, existen algunas situaciones en que el Método J-MEF no puede ser aplicado, por ejemplo, en los

análisis de caída de rocas, en donde un bloque de roca independizado rebota al caer por una pendiente, y en este proceso cambia frecuentemente su superficie de contacto.

- Sin embargo, existen otras situaciones en donde Método J-MEF es aplicable, por ejemplo, en los análisis de estabilidad de taludes, en donde usualmente solo interesa conocer el factor de seguridad asociado (FoS o SSR). El método es aplicable debido a que generalmente, hasta producirse la rotura, los contactos entre los bloques de roca no cambian.
- El cálculo computacional del DEM es más lento con respecto al J-MEF, el cual opera de manera más rápida.
- La elección entre el DEM o el método J-MEF depende de la configuración del modelo de los bloques discretos, y de cómo evolucionan los contactos durante el análisis. Los métodos basados en el medio continuo que incorporan elementos de discontinuidades son precisos, con cambios despreciables en los contactos borde a borde. De acuerdo con Riahi *et al.* (2010): “*Estos métodos pueden representar grandes desplazamientos, rotaciones o deformaciones de objetos discretos siempre que estos mecanismos no cambien los contactos entre los pares nodales. Por otra parte, los métodos de elementos discretos pueden acomodar problemas en los cuales la conectividad del bloque cambia extensivamente*”.

### 3.6 RESUMEN DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN MACIZOS ROCOSOS

En la Tabla 3-1 se presenta el resumen de los métodos numéricos utilizados para el modelamiento de macizos rocosos, indicando sus características, ventajas y desventajas.

Tabla 3-1: Resumen de los diferentes enfoques para el análisis de macizos rocosos (modificado de Stead *et al.*, 2006; Graselli *et al.*, 2011 y Ulusay, 2018)

Método	Parámetros de entrada	Ventajas	Limitaciones
<b>Análisis cinemático</b>	Orientación del talud, de los sistemas de fracturas y el ángulo de fricción residual	De fácil uso para el estudio del potencial de deslizamiento de roturas con control estructural total	Es utilizado solamente a nivel preliminar, no considera la geometría del talud, la cohesión de las discontinuidades, las condiciones de agua y cargas externas. No se calcula el factor de seguridad.
<b>Equilibrio límite</b>	Geometría del talud, resistencia al corte de los macizos rocosos y/o de las fracturas, condiciones hidrogeológicas y cargas externas	De fácil uso. Los programas de cálculo disponibles permiten considerar varios materiales. Generalmente se realizan análisis determinísticos, sin embargo, también permite realizar análisis probabilísticos. Permite calcular el factor de seguridad en poco tiempo. También es posible realizar análisis de sensibilidad.	No considera el comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales. La forma de la superficie de rotura es pre-definida, generalmente circular.

Método	Parámetros de entrada	Ventajas	Limitaciones
<b>Simulación de caída de rocas</b>	Geometría del talud y condiciones de las superficies de rodadura. Tamaño y forma del bloque, densidad y coeficientes de restitución normal y tangencial.	Es un enfoque práctico para el diseño de medidas de protección contra caída de rocas. Se pueden utilizar análisis probabilísticos en 2D y 3D.	Poca experiencia en el uso de ábacos de diseño empíricos. Dificultad de calibrar los coeficientes de restitución respecto a las pruebas de campo.
<b>Modelos continuos (FEM, DEM)</b>	Geometría del talud, modelo constitutivo, condiciones hidrogeológicas, resistencia al corte, estado de tensiones <i>in-situ</i> .	No requiere suposiciones previas sobre la forma de la superficie de rotura, la cual puede ser muy compleja. Se puede realizar el modelamiento en 2D y 3D considerando acoplamiento con el agua subterránea. Incorpora análisis de deformaciones por <i>creep</i> y análisis con cargas sísmicas.	No es de fácil uso y requiere de personal bien entrenado y experimentado. Dificil interpretación de algunas salidas gráficas. Se requiere un tiempo de cálculo mayor en comparación con los métodos de equilibrio límite. Uso limitado para su aplicación en macizos rocosos.
<b>Modelos discontinuos (DEM, DDA)</b>	Geometría del talud y de las discontinuidades, modelos constitutivos para representar el comportamiento de la roca intacta y de las fracturas, resistencia y rigidez de las fracturas, condiciones de agua subterránea, estado de tensiones <i>in-situ</i> .	Permite analizar la deformación de los bloques rocosos, así como su movimiento relativo respecto a los otros bloques, dando como resultado mecanismos de rotura complejos.	No es de fácil uso y requiere de personal bien entrenado y experimentado. Dificil interpretación de algunas salidas gráficas. Los datos representativos sobre las discontinuidades son limitados. Es necesario representar explícitamente los sistemas de fracturas.
<b>Modelos híbridos (ELFEN)</b>	Combinación de modelos continuos y discontinuos, factores de amortiguamiento, rigidez, resistencia al corte, energía de fractura.	Permite modelar la transición del comportamiento continuo al discontinuo considerando el proceso de fragmentación y la fractura. Combina las ventajas de los métodos continuos y discontinuos. Permite realizar análisis dinámicos utilizando modelos constitutivos.	Requiere mayor capacidad de memoria del computador para realizar cálculos complejos. Existe poca experiencia sobre su implementación.

### 3.7 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO NUMÉRICO DEL FACTOR DE SEGURIDAD SRF

La técnica *Shear Strenght Reduction SSR* (Dawson *et al.*, 1999; Griffith y Lane, 1999; Hammah *et al.*, 2006) permite calcular el factor de seguridad (SRF: *Strenght Reduction Factor*) de taludes mediante métodos numéricos. El análisis consiste en reducir sistemáticamente la resistencia al corte de los materiales hasta lograr la inestabilidad o no convergencia del modelo numérico. En esta situación, el factor de reducción de que lleva el talud hasta el límite de su estabilidad es denominado SRF.

### 3.7.1 SECUENCIA DE CÁLCULO DEL SRF

Los pasos para la búsqueda sistemática para el factor de seguridad crítico SRF, de acuerdo al enfoque SSR son los siguientes:

- **Paso 1:** Construir el modelo numérico del talud, utilizando las propiedades de resistencia y deformación del macizo rocoso adecuadas. Se procede a analizar el modelo y registrar la máxima deformación.
- **Paso 2:** Definir un valor de F (factor de reducción) y reducir los parámetros de resistencia de Mohr-Coulomb o de Hoek-Brown dividiéndolos entre el valor de F. Posteriormente, se introducen las nuevas propiedades de resistencia en el modelo numérico del talud y se vuelve a correr el análisis, nuevamente se registra la deformación máxima.
- **Paso 3:** Se repite el paso 2, considerando incrementos sistemáticos de F, hasta que el modelo de elementos finitos no converge a una solución, es decir, se continúa reduciendo la resistencia del material hasta que se produce la rotura del talud. El valor de F para el cual el talud falla es el factor de seguridad denominado SRF. La falta de convergencia indica que la distribución de tensiones y deformaciones que cumplen las ecuaciones de equilibrio no puede ser establecida en el modelo, lo cual se caracteriza por un aumento repentino en los desplazamientos del talud

Debido a que los parámetros de resistencia reducidos son introducidos como datos de entrada en los modelos numéricos, la técnica SSR se puede utilizar con cualquier software de elementos finitos, incluso incorporarse en códigos propios. La única tarea que se requiere es el cálculo de los parámetros reducidos e introducirlos en un modelo de elementos finitos, lo cual puede dar como resultado un proceso lento y tedioso. En los últimos años, la mayoría de programas comerciales de análisis geotécnico con elementos finitos han incorporado herramientas para automatizar y optimizar el proceso, entre ellos se encuentran los programas RS2, Flac y Plaxis.

### 3.7.2 SSR CON EL CRITERIO DE MOHR - COULOMB

La reducción de la resistencia cortante de acuerdo con el criterio de Mohr - Coulomb se presenta en la Ecuación 3.13.

$$\frac{\tau}{F} = \frac{c'}{F} + \frac{\tan \phi'}{F} \quad (3.13)$$

Donde F es el factor de reducción de la resistencia

La Ecuación 3.13 también puede escribirse como:

$$\frac{\tau}{F} = c^* + \tan \phi^* \quad (3.14)$$

Donde:

$$c^* = \frac{c'}{F} \quad (3.15)$$

$$\phi^* = \arctan\left(\frac{\tan \phi'}{F}\right) \quad (3.16)$$

Son los parámetros de resistencia al corte reducidos de acuerdo con el criterio de Mohr - Coulomb. Cuando se obtiene el valor de F que lleva al talud al estado de equilibrio límite, este es el factor de seguridad SRF.

### 3.7.3 SSR CON EL CRITERIO DE HOEK - BROWN

Utilizando las ecuaciones propuestas por Balmer (1952), la envolvente de rotura de Hoek-Brown puede escribirse en términos de  $\sigma_n$  y  $\tau$ , de acuerdo con las Ecuaciones 3.17 y 3.18.

$$\sigma\sigma = \frac{1}{2}(\sigma\sigma_1 + \sigma\sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma\sigma_1 - \sigma\sigma_3) \frac{\frac{dd\sigma\sigma_1}{dd\sigma\sigma_3} - 1}{\frac{dd\sigma\sigma_1}{dd\sigma\sigma_3} + 1} \quad (3.17)$$

$$\tau\tau = (\sigma\sigma_1 - \sigma\sigma_3) \frac{\frac{dd\sigma\sigma_3}{dd\sigma\sigma_1} + 1}{\frac{dd\sigma\sigma_3}{dd\sigma\sigma_1} - 1} \quad (3.18)$$

Por lo tanto, considerando las ecuaciones del criterio generalizado de Hoek-Brown (Hoek *et al.*, 2002), la Ecuación 3.18 puede escribirse como:

$$\tau\tau = (\sigma\sigma_1 - \sigma\sigma_3) \frac{1 + aamm_{bb} \left( \frac{\sigma\sigma_3}{\sigma\sigma_{ccc}} + ss \right)^{aa-1}}{2 + aamm_{bb} \left( \frac{\sigma\sigma_3}{\sigma\sigma_{ccc}} + ss \right)^{aa-1}} \quad (3.19)$$

Los pasos que utiliza el programa Phase<sup>2</sup> para realizar la búsqueda sistemática del factor de seguridad crítico SRF, de acuerdo al enfoque SSR son los siguientes (Hammah *et al.*, 2007):

- **Paso 1:** Reducción de la envolvente de rotura no lineal mediante la aplicación de un factor F.
- **Paso 2:** Determinación de los nuevos parámetros de resistencia que se ajustan razonablemente a la envolvente de rotura reducida.
- **Paso 3:** Uso de los nuevos parámetros calculados en el análisis elastoplástico convencional.

Para reducir la envolvente de rotura de Hoek-Brown ( $\tau\tau^{rrrrrrr}$ ) se debe dividir la expresión indicada en la Ecuación 3.19 ( $\tau\tau^{0000000}$ ) entre un factor F (Ecuación 3.20).

$$\tau^{red} = \frac{\tau^{orig}}{F} = (\sigma_1 - \sigma_3) \frac{\sqrt{1 + am_b \left( m_b^3 \frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}}}{2 + am_b \left( m_b^3 \frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}} \cdot \frac{1}{F} = (\sigma_1 - \sigma_3) \frac{\sqrt{1 + am_b^{red} \left( m_b^{red} \frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}^{red}} + s^{red} \right)^{a^{red}-1}}}{2 + am_b^{red} \left( m_b^{red} \frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}^{red}} + s^{red} \right)^{a^{red}-1}} \quad (3.20)$$

Donde el índice “red” hace referencia a los parámetros de resistencia reducidos, y “orig” hace referencia a la primera estimación de los parámetros de resistencia.

La interpretación geométrica de reducir la resistencia al corte se ilustra en la Figura 3-7 en donde se presenta la envolvente de rotura original, la cual ha sido reducida por medio de un factor F, dando como resultado una envolvente reducida.

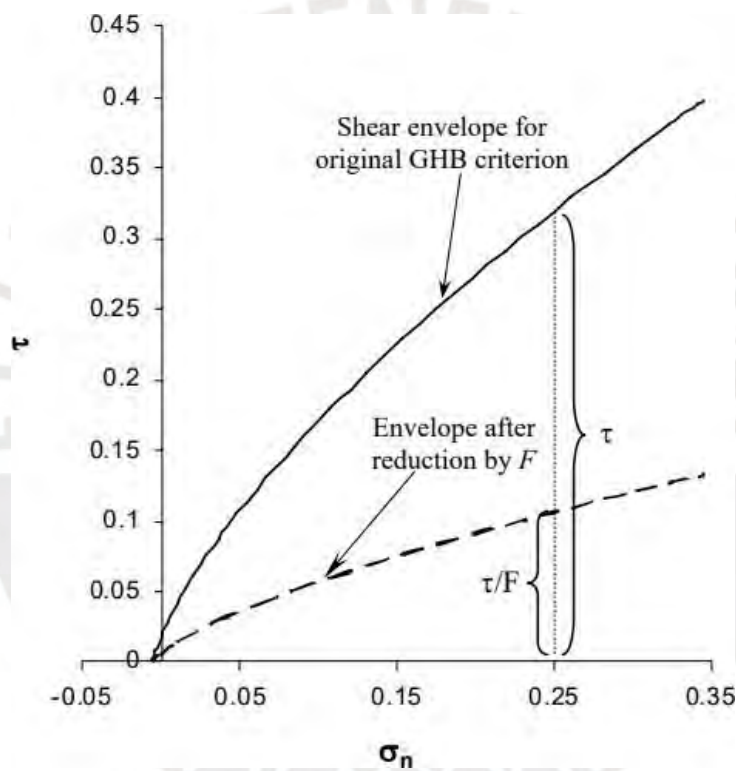


Figura 3-7: Envolvente de rotura generalizada de Hoek-Brown, y la curva resultante cuando la envolvente es reducida por un factor F (Hammah *et al.*, 2007)

La curva que mejor se ajusta a la envolvente reducida es obtenida considerando la minimización del error cuadrático sobre el rango de la resistencia a la tracción hasta la máxima tensión normal, de acuerdo con la siguiente relación.

$$\int_{\sigma_{tt}}^{\sigma_{nn}} \left( \frac{\tau}{\sigma_{nn}} - \frac{\tau}{F} \right)^2 d\sigma \quad (3.21)$$

Para reducir el número de parámetros a determinar, Hammah *et al.* (2007) recomienda reducir directamente la resistencia a la compresión simple (Ecuación 3.22), esta asunción simplifica considerablemente el proceso de ajuste de la curva prácticamente sin incluir errores adicionales.

$$\sigma_{\text{ccoo}}^{\text{rrrrr}} = \frac{\sigma_{\text{ccoo}}}{FF} \quad (3.22)$$

Posteriormente, una vez obtenidos los parámetros reducidos  $ee^{\text{rrrrr}}$ ,  $ep^{\text{rrrrr}}$  y  $ee^{\text{rrrrr}}$  el algoritmo estima los valores de  $m_i$  y del GSI, asumiendo un valor de  $D=0$ .

La metodología del cálculo del factor de seguridad (SRF) bajo un enfoque de reducción de resistencia al corte, viene siendo utilizada con éxito en los últimos años, tanto para macizos rocosos considerados continuos, como para los discontinuos. La metodología permite incluir básicamente los criterios de rotura de Mohr-Coulomb y el de Hoek-Brown para el caso del análisis de estabilidad de macizos rocosos fracturados.

En Hammah *et al.* (2005, 2006, 2007) y Pozo (2014) se presentan casos concretos sobre la aplicación de estas metodologías en el estudio de estabilidad de taludes considerando efectos de escala, comparando los resultados obtenidos con la aplicación de técnicas que consideran el macizo rocoso como un medio discontinuo. Concluyendo, que en general esta metodología permite obtener factores de seguridad y superficies de rotura adecuados.

Riahi y Curran (2008), presentan un análisis de comparación entre los resultados obtenidos con la aplicación del enfoque SSR-SRF y los obtenidos con la teoría de Cosserat (Cosserat, 1909), obteniendo valores similares en cuanto al factor de seguridad y la forma de la superficie de rotura.



## CAPÍTULO IV. MARCO METODOLÓGICO: PROCEDIMIENTO PARA OBTENER EL GSI ESCALADO (GSI<sub>e</sub>)

### 4.1 GENERALIDADES

En este capítulo se presenta la metodología desarrollada para obtener el factor de escala  $k$  en una serie de taludes hipotéticos con diferentes geometrías, redes de fracturas y propiedades geomecánicas de la roca intacta y de las discontinuidades. Posteriormente, en el Capítulo V se presenta el proceso de selección y caracterización de los casos analizados, y en el Capítulo VI en función de los resultados obtenidos, se presenta la formulación cuantitativa deducida para obtener el factor  $k$  en función de los parámetros geométricos del talud y del macizo rocoso, este valor de  $k$  debe ser multiplicado por el índice GSI de campo ( $GSI_0$ ), para poder aplicarlo en una determinada escala de análisis en problemas de estabilidad de taludes.

### 4.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROCEDIMIENTO

A pesar de que la idea inicial de la investigación era generar una nueva versión del ábaco GSI que tendría en cuenta los efectos de escala incluyendo el parámetro  $k$  en uno de sus ejes, se observó que debido a que  $k$  depende de varios factores sería muy confuso incorporarlos en un solo ábaco, lo que complicaría la simplicidad original del sistema GSI, por tal motivo se optó por desarrollar una fórmula en función de los resultados obtenidos de los taludes hipotéticos, la cual se presenta en el Capítulo VI.

Tal como se ha indicado en el Capítulo I, el factor de escala  $k$  se define como:

$$k = \frac{GSI_e}{GSI_0} \quad (k \leq 1) \tag{4.1}$$

Donde  $GSI_0$  es el valor de GSI obtenido a nivel de afloramiento rocoso, y  $GSI_e$  es el valor de GSI que debe utilizarse en determinada escala de análisis. El parámetro  $k$  depende de varios factores, aunque como se observa en los resultados está influenciado fuertemente por la relación  $H/e$ , donde  $e$  es el espaciamiento promedio de las fracturas, y  $H$  es la altura del talud.

$$k = f(H, e, \dots) \tag{4.2}$$

El valor de  $k$  indicado en la Ecuación 4.1 es siempre menor o igual que la unidad, debido a que la toma de datos se obtiene a nivel de afloramiento rocoso, se considera que en este caso el valor de  $k$  es igual a la unidad, y conforme se va incrementando la escala de análisis este valor empieza a reducirse.

Para obtener el factor  $k$  de cada talud hipotético analizado se ha seguido el siguiente procedimiento:

• Paso 1: Definir el valor de GSI<sub>0</sub> o GSI a nivel de afloramiento rocoso

El índice GSI<sub>0</sub> es evaluado en función de la estructura del macizo rocoso y de la condición de las discontinuidades definidas en el afloramiento rocoso en donde se ha realizado el mapeo geomecánico. Para este fin, es recomendable utilizar la expresión de Hoek *et al.* (2013), debido a que tiene como datos de entrada a dos de los parámetros más utilizados durante la caracterización geomecánica de campo, tales como el RQD y la condición de las discontinuidades (JCond<sub>89</sub>). También se podrían utilizar otras de las formulaciones cuantitativas o cualitativas descritas anteriormente, debido a que como se indicó en el Capítulo II (apartado 2.8), no presentan una dispersión considerable, con excepción de la formulación de Russo (2009) que proporciona valores de GSI más conservadores. Esta discusión se presenta con mayor profundidad en el apartado 5.4.

Es necesario ser cuidadosos con la interpretación del valor de GSI<sub>0</sub> obtenido, ya que este valor por sí solo puede representar varias combinaciones de estructura – condición de discontinuidades del macizo rocoso, por lo tanto, comportamientos diferentes (problema de homogeneidad). Por ejemplo, si se indica un valor de GSI<sub>0</sub>=50, por lo general, se tiene en mente un macizo rocoso de condiciones medias o regulares, sin embargo, en la Figura 4-1 se observa que existen varias combinaciones estructura - condición de juntas que representan este valor.

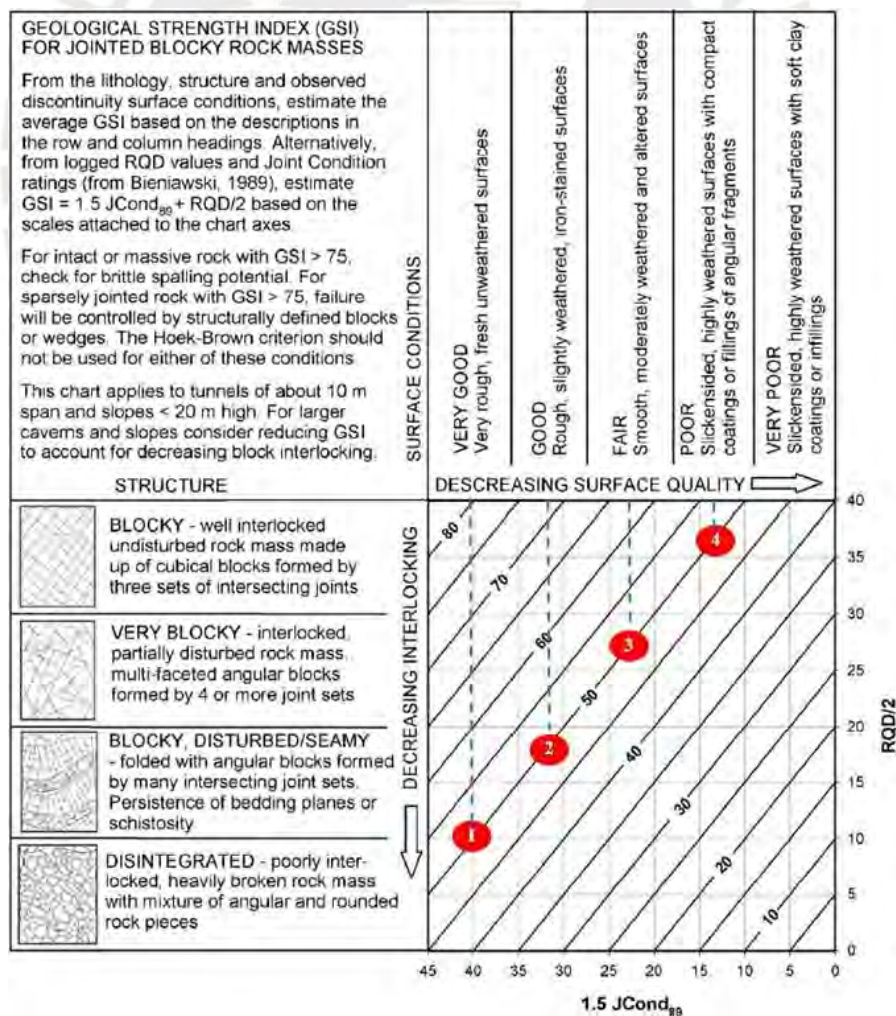


Figura 4-1: Diferentes combinaciones estructura – condición de discontinuidades para GSI<sub>0</sub>=50

Las combinaciones posibles para  $GSI_0=50$ , considerando los diferentes valores de la estructura del macizo rocoso y de la condición de las discontinuidades presentados gráficamente en la Figura 4-1, son resumidos en la Tabla 4-1.

Tabla 4-1: Combinaciones de los valores de RQD y  $JCond_{89}$  para  $GSI_0=50$

Caso	$GSI_0$	$JCond_{89}$	Descripción de las Discontinuidades	RQD (%)	Descripción Estructural
1	50	27	Muy buena	19	Desintegrado
2	50	21	Buena	37	Fracturado en bloques/disturbado
3	50	15	Regular	55	Muy fracturado en bloques
4	50	9	Mala	73	Fracturado en bloques

En estas combinaciones, se observa que los casos 2 y 3 corresponden a macizos rocosos usualmente encontrados en las obras de ingeniería que involucran medios rocosos. Sin embargo, es poco frecuente encontrar macizos rocosos correspondientes al caso 1, los cuales presentan una descripción estructural clasificada como desintegrado, y que a la vez tenga discontinuidades con superficies muy rugosas, frescas e inalteradas.

De la misma manera, los macizos rocosos correspondientes al caso 4 son poco frecuentes, ya que estarían conformados por macizos rocosos fracturados en bloques, bien trabados y no disturbados, y a la vez con superficies de las discontinuidades fuertemente alteradas o intemperizadas. Lo más probable al realizar descripciones correspondientes a los casos extremos 1 y 4, es que estas sean incorrectas.

Por estos motivos, es usual que en las distintas versiones de los ábacos para el cálculo del GSI se presenten en blanco las áreas correspondientes a estas combinaciones poco probables, o indicando N/A (no aplica).

- **Paso 2: Definir las características geométricas del talud, red de fracturas, propiedades de la roca intacta y de las discontinuidades**

- ✓ Definir la geometría del talud analizado: altura e inclinación.
- ✓ Definir la geometría de la red de fracturas representativa del macizo rocoso (orientación, persistencia, espaciamiento, número de familias).
- ✓ Definir las propiedades resistentes del macizo rocoso y de las discontinuidades: resistencia a la compresión simple (UCS), peso específico,  $m_i$ , JRC, JCS,  $\phi_r$ .

En la Figura 4-2 se presenta, a manera de ejemplo explicativo, un talud de 260 m de altura y su correspondiente red de fracturamiento, la cual se observa con mayor detalle en la Figura 4-3, el macizo rocoso tiene un valor de UCS de 120 MPa, peso específico de  $25 \text{ kN/m}^3$ ,  $m_i = 25$ , persistencia = 30 m,  $GSI_0=50$ , presenta tres sistemas principales de fracturas con orientaciones (en el plano de la sección) de  $30^\circ$ ,  $45^\circ$  y  $75^\circ$ , el espaciamiento promedio se puede obtener a partir de correlaciones empíricas con el RQD, por ejemplo Bieniawski (1989) o Palmstrøm (2005). Además, las

discontinuidades tienen un valor de  $J_{Cond89} = 10$  (mala a regular calidad), y el valor del coeficiente de disturbancia del macizo rocoso por efecto de voladuras es  $D=0$ .

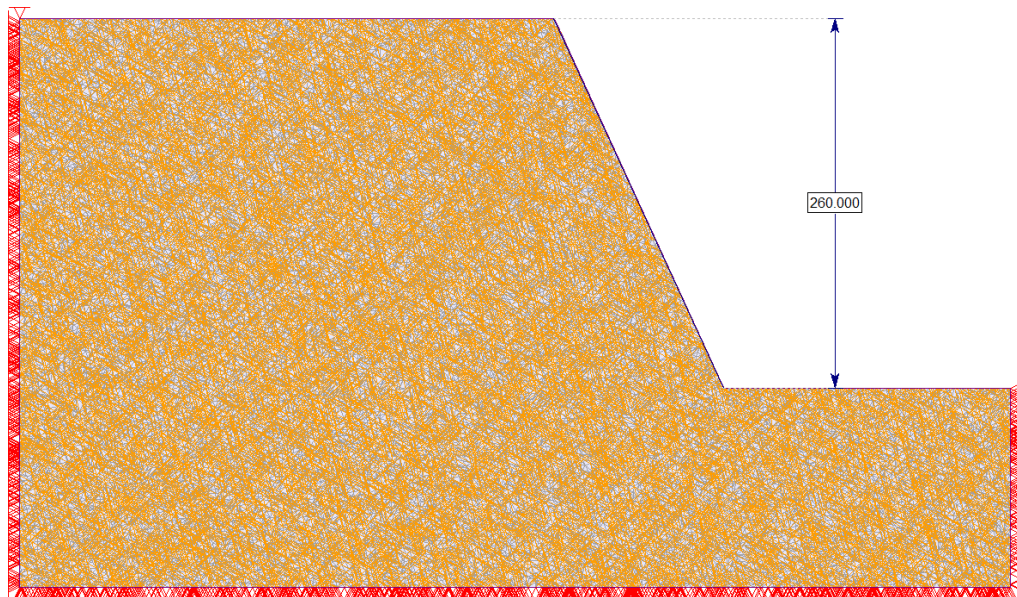


Figura 4-2: Ejemplo de geometría del talud y red de fracturamiento

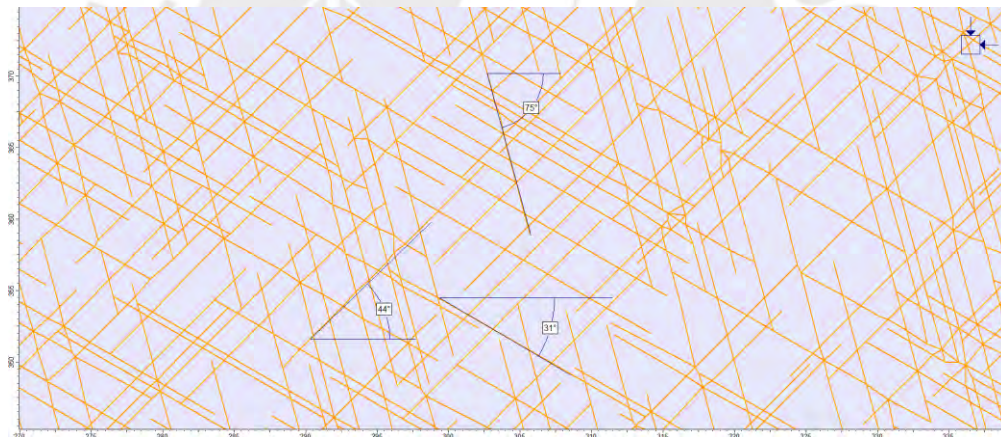


Figura 4-3: Vista de la red de fracturamiento del macizo rocoso (acercamiento)

- **Paso 3: Realizar el modelamiento numérico considerando explícitamente las redes de fracturas**
  - ✓ Con el modelo numérico de redes de fracturas definido en el paso 2, se realiza el análisis numérico con el programa Phase<sup>2</sup> o RS2 de Rocscience considerando el enfoque SSR (*Shear Strength Reduction*). El método que utiliza el programa es el J-MEF (Joint-MEF), descrito en el Capítulo III de esta tesis, como resultado se obtiene el factor de seguridad SRF (*Strength Reduction Factor*) y la forma de la superficie de rotura, la cual se puede visualizar en los contornos de desplazamientos totales.
  - ✓ En este análisis se está considerando que el macizo rocoso está conformado por bloques de roca intacta independizados por los planos de las discontinuidades.

- ✓ Realizar el análisis de esta manera demanda una alta capacidad de procesamiento por parte de la computadora utilizada, por lo que su conclusión puede tomar varias horas.
- ✓ Por ejemplo, al analizar el modelo de elementos finitos con representación explícita de las discontinuidades presentado en la Figura 4-2, se obtiene un factor de seguridad SRF de 2.20, y una superficie de rotura presentada en la Figura 4-4 (curva roja continua).

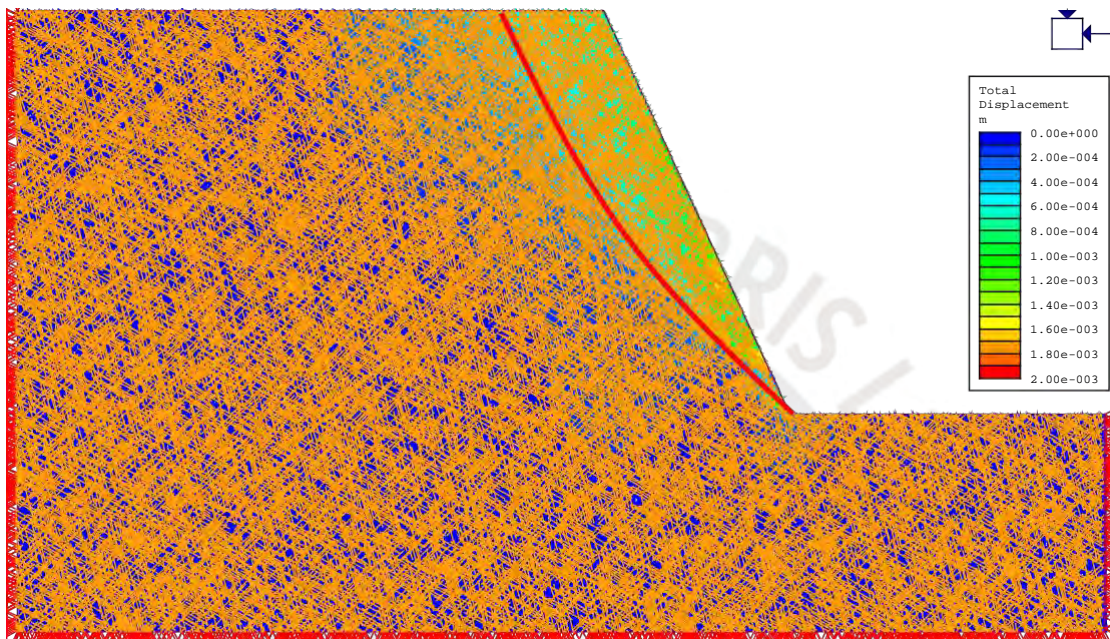


Figura 4-4: Ejemplo de resultado del análisis de estabilidad (SRF) con redes de fracturas (contornos de desplazamientos totales)

- **Paso 4: Realizar el modelamiento numérico sin considerar las redes de fracturas (modelo continuo equivalente)**
  - ✓ Se realiza el análisis de estabilidad del talud definido en el paso 2, pero considerándolo homogéneo (sin la red de fracturas), en este análisis se utiliza como dato de entrada inicial el valor de  $GSI_0$  definido en el paso 1. En este primer análisis la altura del talud en que se realizó el mapeo para el cálculo del  $GSI_0$  es notablemente diferente que la altura del talud evaluado.
  - ✓ El factor de seguridad obtenido en el análisis del talud homogéneo con  $GSI_0$  generalmente es mayor que el obtenido considerando las redes de fracturas, o en su defecto igual (si están en escalas similares), debido a que en este último análisis se está sobrestimando la resistencia al incluir el GSI del afloramiento para representar el macizo rocoso una escala diferente.
  - ✓ Para el análisis del talud homogéneo se puede utilizar el método de equilibrio límite o el MEF. Varios estudios indican que los factores de seguridad obtenidos y las superficies de roturas son similares con ambos enfoques (Hammah *et al.*, 2008, 2009; Pozo, 2014).

- ✓ Por ejemplo, en la Figura 4-5 se presenta el análisis del talud de la Figura 4-2 considerando el modelo continuo y con  $GSI_0=50$ . Se observa que el factor de seguridad calculado es de 2.64, el cual es mayor que el valor de  $SRF=2.20$  obtenido en el análisis con redes de fracturas.
- ✓ La diferencia observada es el resultado de sobrestimar la calidad del macizo rocoso al caracterizar un talud de 260 m con el valor de  $GSI_0$  obtenido a nivel de afloramiento, cuyos datos han sido tomados en una ventana estructural de 2 a 4 m de lado aproximadamente.

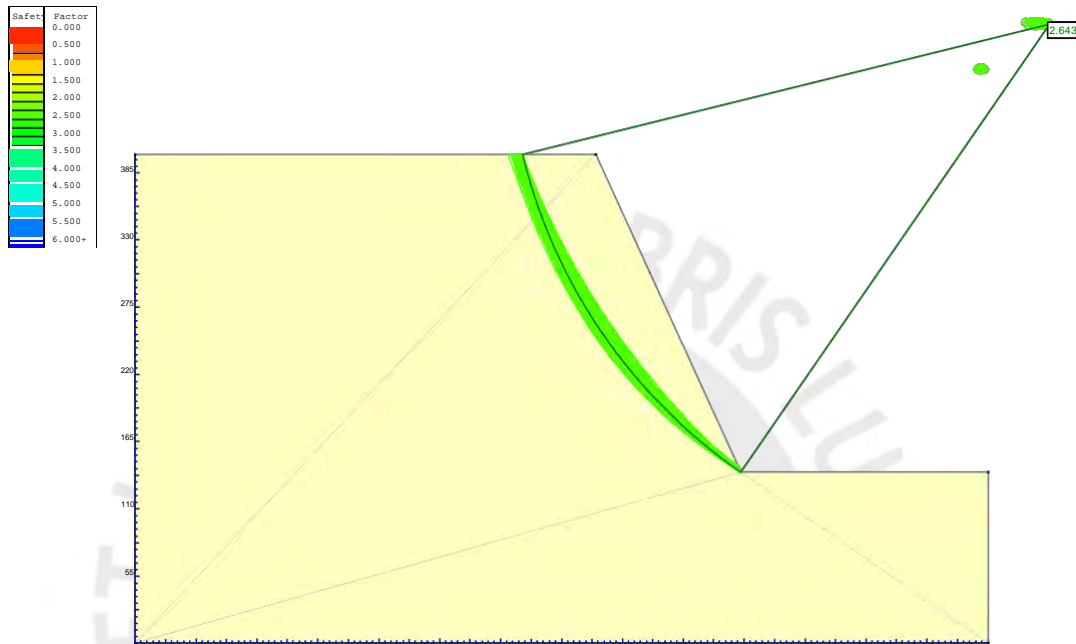


Figura 4-5: Análisis de estabilidad considerando talud homogéneo ( $GSI_0=50$ )

- **Paso 5: Búsqueda del GSI equivalente o escalado ( $GSI_e$ )**

- ✓ En el modelo del talud homogéneo definido y analizado en el paso 4, se empieza a reducir progresivamente el índice  $GSI_0$  hasta obtener factores de seguridad y superficies de rotura similares con ambos enfoques ( $FS_1=FS_2$ ).
- ✓ El valor de GSI que cumpla estas condiciones será denominado  $GSI_e$  y se define como el valor de GSI equivalente o escalado que debería utilizarse en los análisis de estabilidad de taludes para la escala de análisis en que se está realizando la evaluación, en este caso la escala del talud de 260 m de altura. Los factores de seguridad obtenidos utilizando el valor del GSI escalado en el modelo continuo equivalente serán similares a los obtenidos considerando el modelo con redes de fracturas explícitas ( $FS_1=FS_2$ ) (Figura 4-6).

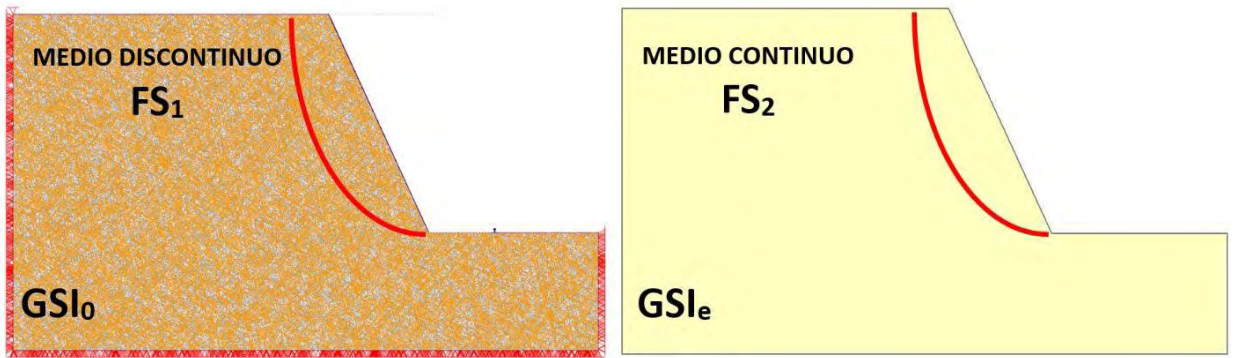


Figura 4-6: Comparación de los dos enfoques de análisis considerados

- ✓ Al realizar el análisis de sensibilidad del valor del GSI en el talud del ejemplo que se está desarrollando, se tiene que con un valor de GSI de 39 en el modelo homogéneo se obtiene un factor de seguridad de 2.18, similar al obtenido con las redes de fracturas. Por lo tanto, para este caso particular  $GSI_e=39$ . Las salidas graficas de este análisis, tanto para el equilibrio límite, como para el método de elementos finitos se presentan en las Figuras 4-7 y 4-8 respectivamente.

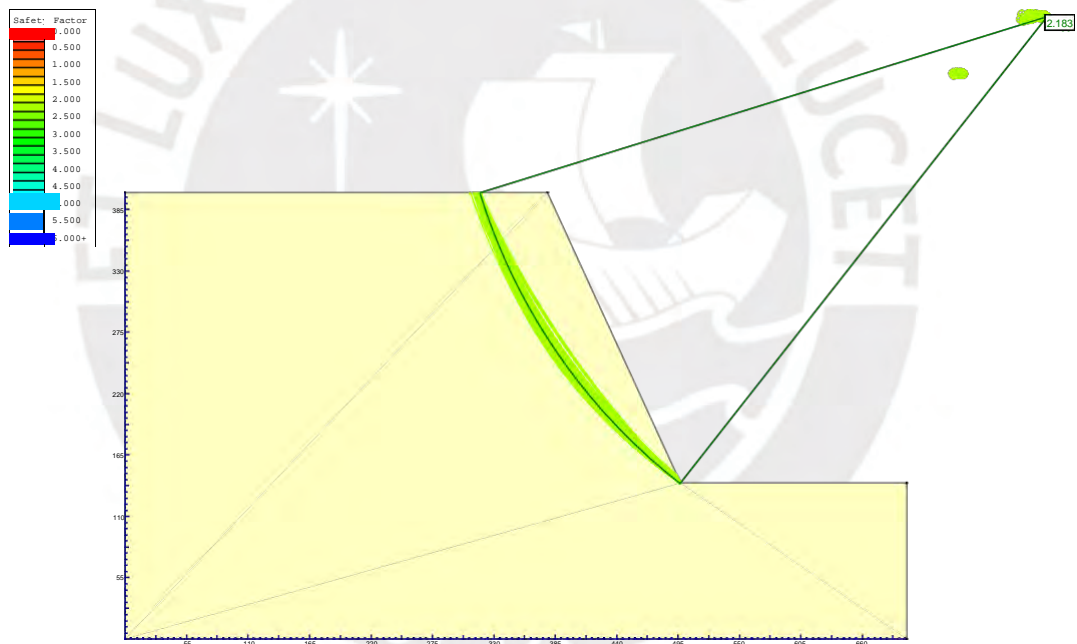


Figura 4-7: Análisis de estabilidad considerando talud homogéneo – equilibrio límite ( $GSI_e=39$ )

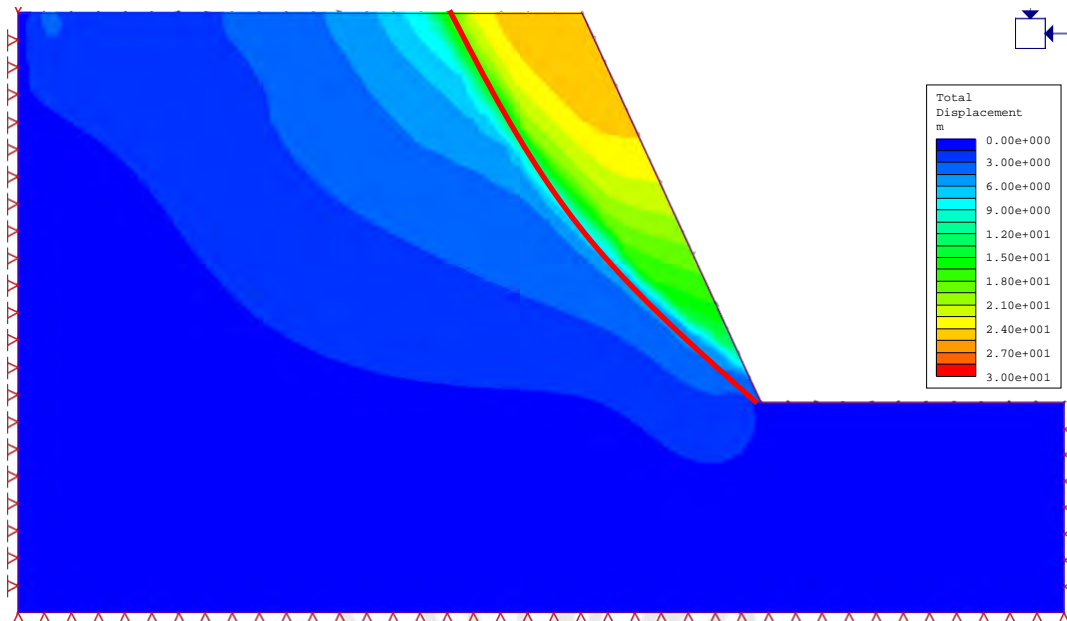


Figura 4-8: Análisis considerando talud homogéneo – elementos finitos ( $GSI_e=39$ )

- **Paso 6: Definición del factor de escala  $k$**

- ✓ El factor de escala  $k$  para cada caso particular se define como:

$$k = \frac{GSI_e}{GSI_0} \quad (k \leq 1) \quad (4.3)$$

- ✓ El factor  $k$  representa el factor de escala del GSI para cada análisis particular. Los valores de  $k$  lógicamente siempre serán menores o iguales que la unidad, ya que actúa como un parámetro reductor del GSI en función de la escala de análisis.
- ✓ El valor de  $k$  en el ejemplo desarrollado se calcula como:

$$kk = \frac{39}{50} = 0.78 \quad (4.4)$$

- ✓ En el caso del ejemplo, la reducción del valor del GSI es del 22%, por lo que, en los análisis de estabilidad de taludes en este macizo rocoso, y para la escala de análisis evaluada, los valores de GSI mapeados a nivel de afloramiento rocoso deben multiplicarse por  $k=0.78$  para obtener resultados similares a los obtenidos de aplicar directamente modelos que involucren redes de fracturas (Figura 4-9).
- ✓ En otras situaciones la reducción puede ser menor del 5%, como en el caso de taludes muy fracturados de poca altura en los que la reducción es prácticamente nula.
- ✓ En el Capítulo VI se presenta la formulación para el cálculo del GSI escalado en función de las características geométricas y geomecánicas del macizo rocoso, la aplicación de la mencionada fórmula proporciona un valor de  $k=0.70$ .

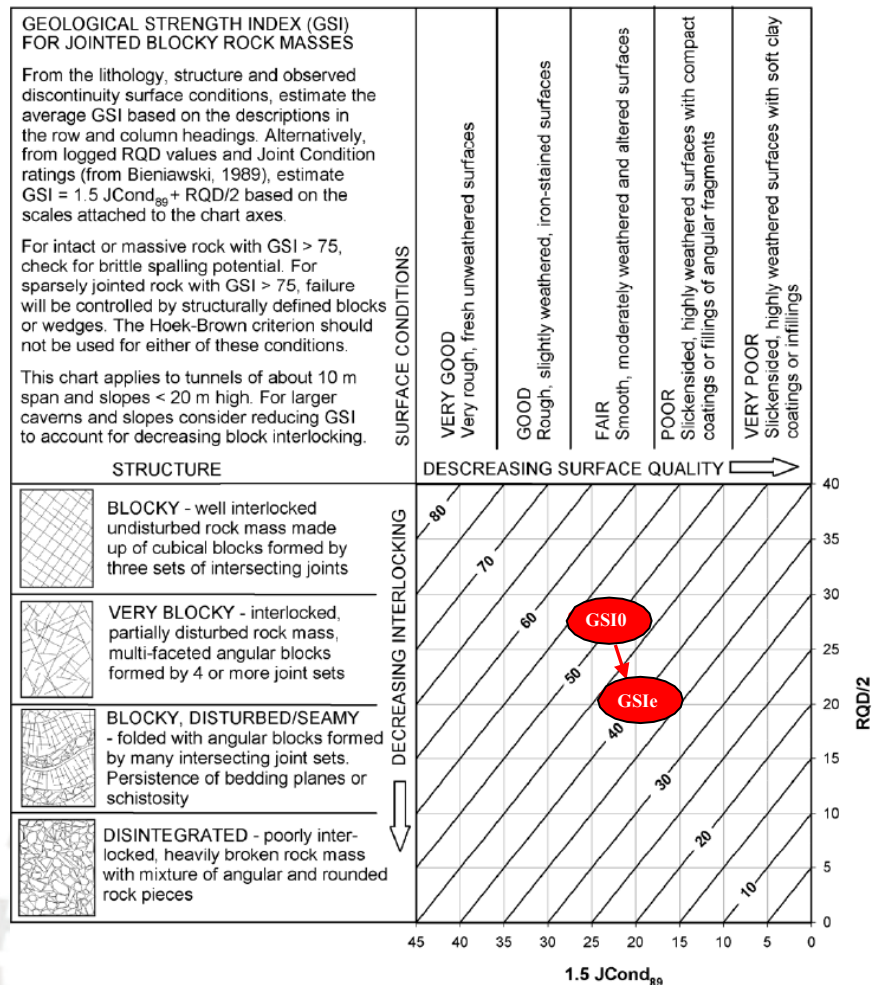


Figura 4-9: Representación de la reducción del índice GSI en el ejemplo analizado

- **Paso 7**
  - ✓ Se repiten los pasos anteriores variando las condiciones geométricas del talud, las propiedades del macizo rocoso, las redes de fracturas, etc. De esta manera se obtendrán valores de  $k$  para diferentes condiciones evaluadas. La selección de casos analizados se presenta en el Capítulo V.
- **Paso 8**
  - ✓ Con la variedad de valores del parámetro  $k$  calculados para diferentes combinaciones de  $GSI_e$  y  $GSI_0$ , se ha obtenido una formulación para obtener el valor de  $k$  en función de la altura del talud, la distribución de las fracturas, el espaciamiento, la persistencia, la resistencia de las discontinuidades, etc. La formulación propuesta se presenta en el Capítulo VI.
- **Paso 9: Ajuste y validación del método**
  - ✓ Se han evaluado taludes de macizos rocosos reales en los que se tienen datos suficientes de la caracterización geomecánica y resultados de los análisis de estabilidad. Se han comparado los resultados de aplicar un modelo de fracturas explícitas con los resultados de aplicar el modelo del macizo rocoso homogéneo con el  $GSI_e$ . Estas aplicaciones se presentan en el Capítulo VII.

## **CAPÍTULO V. CUERPO DE LA INVESTIGACIÓN: DEFINICIÓN DE LOS CASOS DE ANÁLISIS**

### **5.1 GENERALIDADES**

En el capítulo IV se ha presentado la metodología adoptada para obtener el valor del factor de escala  $k$  que debe multiplicarse por el índice  $GSI_0$  para evaluar la estabilidad de taludes en escalas diferentes a la de un afloramiento rocoso. En dicho capítulo se desarrolló, a manera de ejemplo, un caso de análisis de un talud de 260 m de altura con tres sistemas de fracturas. Se mencionó también que se aplicaría esta metodología para evaluar diferentes taludes hipotéticos variando sus propiedades geométricas y geomecánicas, con la finalidad de obtener una formulación para el parámetro  $k$  mediante regresión de los resultados obtenidos.

Por lo que en este capítulo se presenta la discusión y definición de los criterios adoptados para la selección de los taludes hipotéticos o de prueba y los parámetros de entrada necesarios para realizar los modelamientos numéricos. Estos análisis tienen como finalidad evaluar los efectos de escala en el estudio de estabilidad de taludes en una diversidad de macizos rocosos fracturados en diferentes escalas, cuyos resultados van a ser utilizados para deducir la formulación que representa la reducción del GSI en función de la escala de análisis.

### **5.2 PARÁMETROS QUE INTERVIENEN EN EL MODELO NUMÉRICO**

Como información de partida, se han considerado los siguientes parámetros independientes que definen el comportamiento del macizo rocoso (Wyllie, 1999):

- Tipo de roca
- Resistencia de la roca intacta
- Tipo de discontinuidad (estratificación, falla, etc.)
- Rugosidad de las fracturas/ondulación de las fracturas
- Orientación de las fracturas (buzamiento y dirección de buzamiento)
- Abertura de las fracturas
- Relleno de las fracturas
- Espaciamiento entre fracturas
- Persistencia
- Numero de sistemas de fracturas ( $J_n$ )
- Forma y tamaño de los bloques de roca
- Flujo de agua

Estos parámetros se presentan esquemáticamente en la Figura 5-1.

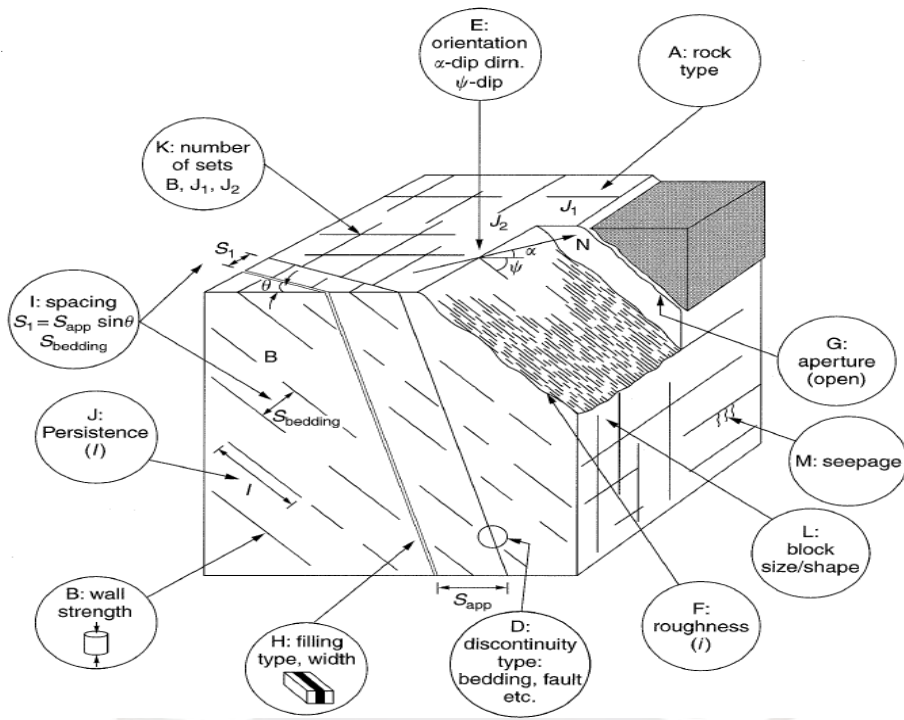


Figura 5-1: Parámetros de caracterización del macizo rocoso (Wyllie, 1999)

En función de lo indicado anteriormente, se han seleccionado las variables de entrada que serán utilizadas en los modelamientos realizados con la finalidad de evaluar los efectos de escala en el análisis de estabilidad de macizos rocosos, las cuales se presentan resumidamente en la Figura 5-2. En los siguientes apartados se definirán y justificarán los valores considerados de cada uno de los parámetros.

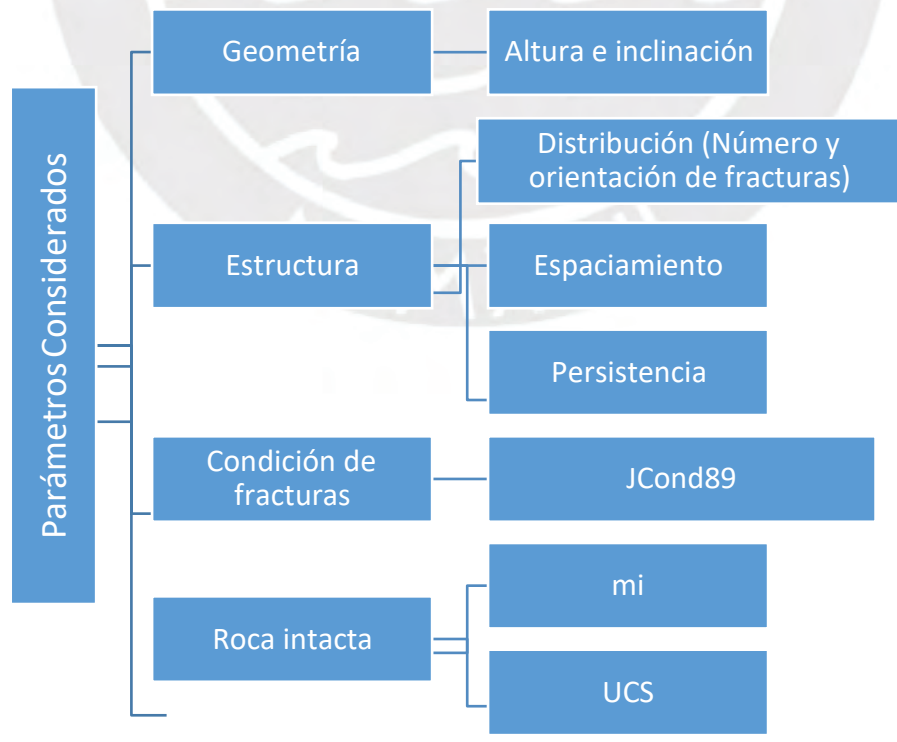


Figura 5-2: Variables representativas del macizo rocoso en el modelamiento realizado en esta tesis

### 5.2.1 GEOMETRIA DEL TALUD DE PRUEBA

Hammah *et al.* (2008, 2009) indican que la relación  $H/e$  tiene una gran influencia en el comportamiento del macizo rocoso y en la forma de la superficie de rotura. Donde  $e$  es el espaciamiento promedio entre las fracturas, y  $H$  es la altura del talud. Cuando la relación  $H/e$  es más grande, el talud tiende a presentar un comportamiento rotacional en la rotura, similar a lo que ocurre en los suelos (materiales continuos).

Por ejemplo, en Hammah *et al.*, (2008) se presenta el análisis de un talud de 60 m de altura, con espaciamiento entre las discontinuidades de 3.00 m y 1.25 m. En la Figura 5-3 se presenta la superficie de rotura para estos casos, donde se observa una marcada tendencia de comportamiento rotacional de la rotura cuando la relación  $H/e$  es más grande. En este caso, al reducir el espaciamiento de las discontinuidades, el factor de seguridad se redujo de 1.86 a 1.78.

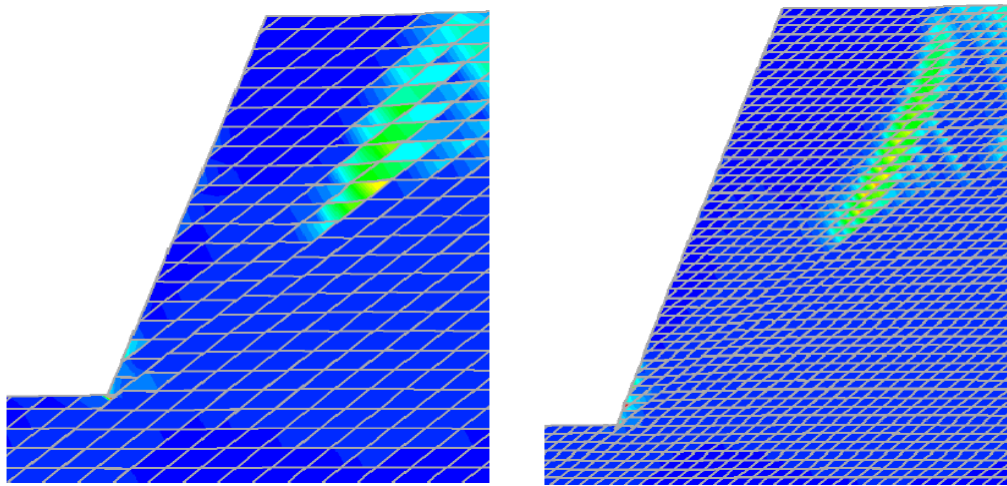


Figura 5-3: Influencia de la relación  $H/e$  en la forma de la superficie de rotura de un talud de 60 m de altura. En el primer caso el espaciamiento es de 3 m, y en el segundo caso el espaciamiento es de 1.25 m (Hammah *et al.*, 2008)

Debido a esta consideración, en el análisis realizado en esta tesis se ha considerado un talud de prueba genérico con una inclinación de  $65^\circ$  y una altura variable de  $H = 250$  m, 200 m, 150 m, 100 m y 50 m. Se ha variado la altura del talud con la finalidad de estudiar el efecto de la relación  $H/e$  mencionada. De esta manera se tiene el modelamiento para el mismo talud, con 5 relaciones  $H/e$  diferentes. La geometría del talud de prueba se presenta en la Figura 5-4.

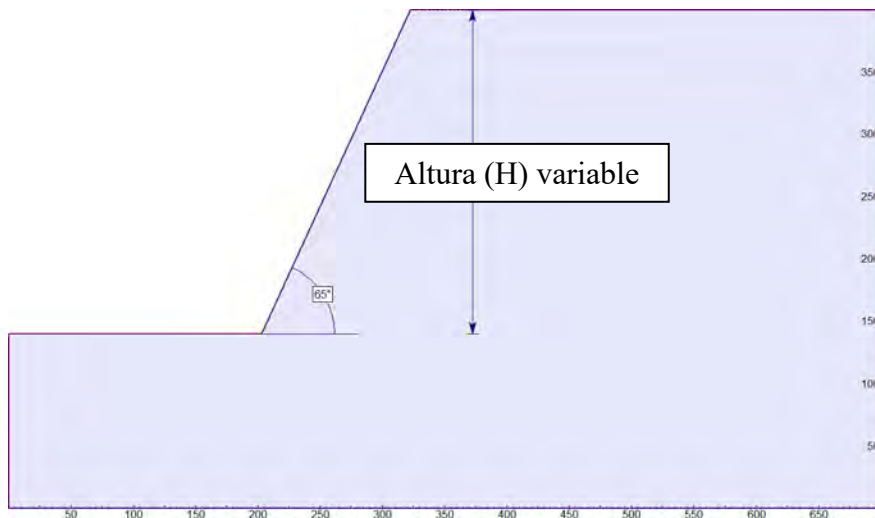


Figura 5-4: Talud de prueba para realizar los modelamientos (altura variable)

## 5.2.2 NÚMERO DE FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES

Se evaluarán casos de redes de fracturas las cuales tienen entre 1 y 4 sistemas de fracturamiento principales ( $J_n$ ), la definición de las redes de fracturas se detalla en el apartado 5.2.3.

## 5.2.3 REDES DE FRACTURAS

Se han considerado 15 redes de fracturas diferentes, las cuales son producto de la combinación de 4 sistemas de fracturas individuales (F1, F2, F3 y F4). El sistema F1 tiene una inclinación de  $60^\circ$  (sentido antihorario), el sistema F2 es perpendicular a F1 (es decir a  $-30^\circ$ ), el sistema F3 es horizontal, y el sistema F4 es vertical. Estos sistemas presentan un espaciamiento y persistencia definidas en función de una distribución estadística (normal o log-normal), por lo que sus valores no son constantes.

Posteriormente, se han combinado los sistemas de fracturas individuales en grupos de dos, obteniendo como resultado las redes de fracturas F1F2, F1F3, F1F4, F2F3, F2F4 y F3F4.

De la misma manera, se han combinado los sistemas de fracturas en grupos de tres, obteniendo como resultado las redes de fracturas F1F2F3, F1F2F4, F1F3F4 y F2F4F4.

Finalmente, se consideró el caso en el que se presentan simultáneamente los 4 sistemas de fracturas, dando como resultado la red F1F2F3F4.

Se observa que la familia F1 tiene una orientación desfavorable respecto a la excavación del talud de prueba presentado en la Figura 5-4.

Todas las redes de fracturas mencionadas se presentan en la Figura 5-5.

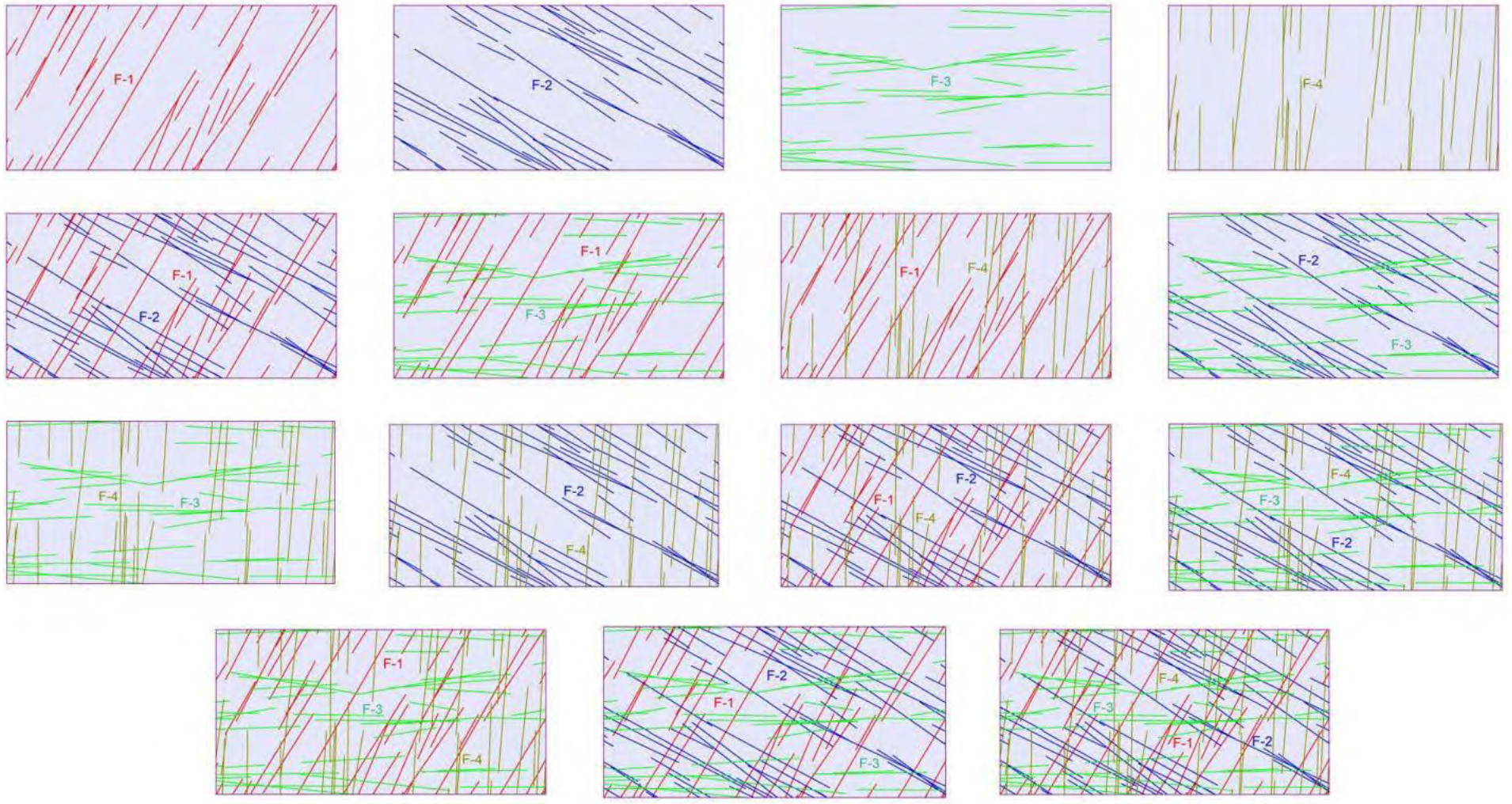


Figura 5-5: Redes de fracturas analizadas

Para la definición de la distribución geométrica de las redes de fracturas, se ha considerado la propuesta de Harr (1987), quien clasifica a los coeficientes de variación (COV) como bajos ( $COV < 0.10$ ), moderados ( $0.15 < COV < 0.30$ ) y altos ( $COV > 0.30$ ). En el caso del espaciamiento y de la persistencia se ha visto conveniente representarlos como una distribución log-normal con un COV de 0.20 (moderado). Este valor de COV se ha utilizado anteriormente para representar redes de fracturas en el análisis de estabilidad de taludes en macizos rocosos fracturados, por ejemplo, en Hammah *et al.* (2009) se realizó un estudio de la variación del mecanismo de rotura en taludes considerando el efecto escala, con redes de fracturas espaciadas 2.5 m y una desviación estándar de 0.5 m ( $COV = 0.20$ ).

#### 5.2.4 RESISTENCIA DE LA ROCA INTACTA Y PARÁMETRO $m_i$

Para la selección de los valores de la resistencia a la compresión uniaxial (UCS) y el parámetro  $m_i$ , se ha considerado la propuesta de Marininos y Carter (2018), la cual agrupa a los macizos rocosos en 8 grupos, teniendo en cuenta el origen de la roca (litología). Esta clasificación se presenta en la Tabla 5-1.

Tabla 5-1: Valores típicos de resistencia a la compresión simple (UCS) y  $m_i$  para rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias (Marininos y Carter, 2018)

Typical UCS (MPa)	Metamorphic	Igneous			Sedimentary	$m_i$
		Intrusive		Extrusive (Volcanic)		
		Felsic	Mafic			
125-250		Coarse (granite)				31-33
100-300	Granular texture (granulites, quartz, gneiss)	Medium (granodiorite, diorite)				28-30
85-350	Medium, amorphous (amphibolite, gneiss)		Coarse (gabbro, peridotite) (in ophiolites)	Mafic (basalt), intermediate (andesite), felsic (rhyolite)	Coarse (conglomerate – not clayey)	25-27
75-350	Fine, amorphous (hornfels, quartzite)		Medium (dolerite/diabase) (in ophiolites)		Medium (quartz cemented, sandstone) sandstone members of flysch or molasse/greywacke)	17-20
50-200	Banded, gneissose (biotitic gneiss)		Fine (serpentinite) (in ophiolites)		Medium carbonates (limestone), sandstone	13-16
30-100	Foliated (schists, phyllite)				Fine (clastics) (siltstone/siltstone members of flysch or molasse/tuff)	10-12
20-60	Strongly schistose (schist, phyllite)				Fine, calc-rock (chalk/marl and siltstone)	7-9
10-50	Mylonites				Ultrafine (claystone, mudstone/sheared siltstone, shale within flysch)	4-6

Adicionalmente, el gráfico presentado en la Figura 5-6 cuando se lee en combinación con la Tabla 5-1, proporciona una visión más amplia para describir los macizos rocosos más

comunes. Muchos de los rangos de valores de típicos de GSI para gneises, granitos, ofiolitas, calizas, esquistos, limolitas, lutitas, molasas y *flysch* han sido ilustrados, resaltando como la diferenciación geológica afectan las propiedades geotécnicas de varias formaciones. Esta figura fue elaborada por Marinos y Carter (2018) con datos obtenidos durante la construcción de numerosos túneles en el norte de Grecia.

Aunque conceptualmente otras divisiones de tipo de roca podrían ser adicionadas, se considera que muchos de estos rangos comunes ya están incluidos en la Figura 5-5, por lo que esta información puede ser utilizada, por lo menos a nivel preliminar, para caracterizar muchos de los macizos rocosos encontrados en la naturaleza alrededor del mundo. Para mayor detalle acerca de un tipo de roca muy específico, se pueden revisar las publicaciones que presentan los ábacos individuales, como Marinos y Hoek (2000), Hoek *et al.* (2005), Marinos *et al.* (2005), Truzman (2009) o Marinos (2017).



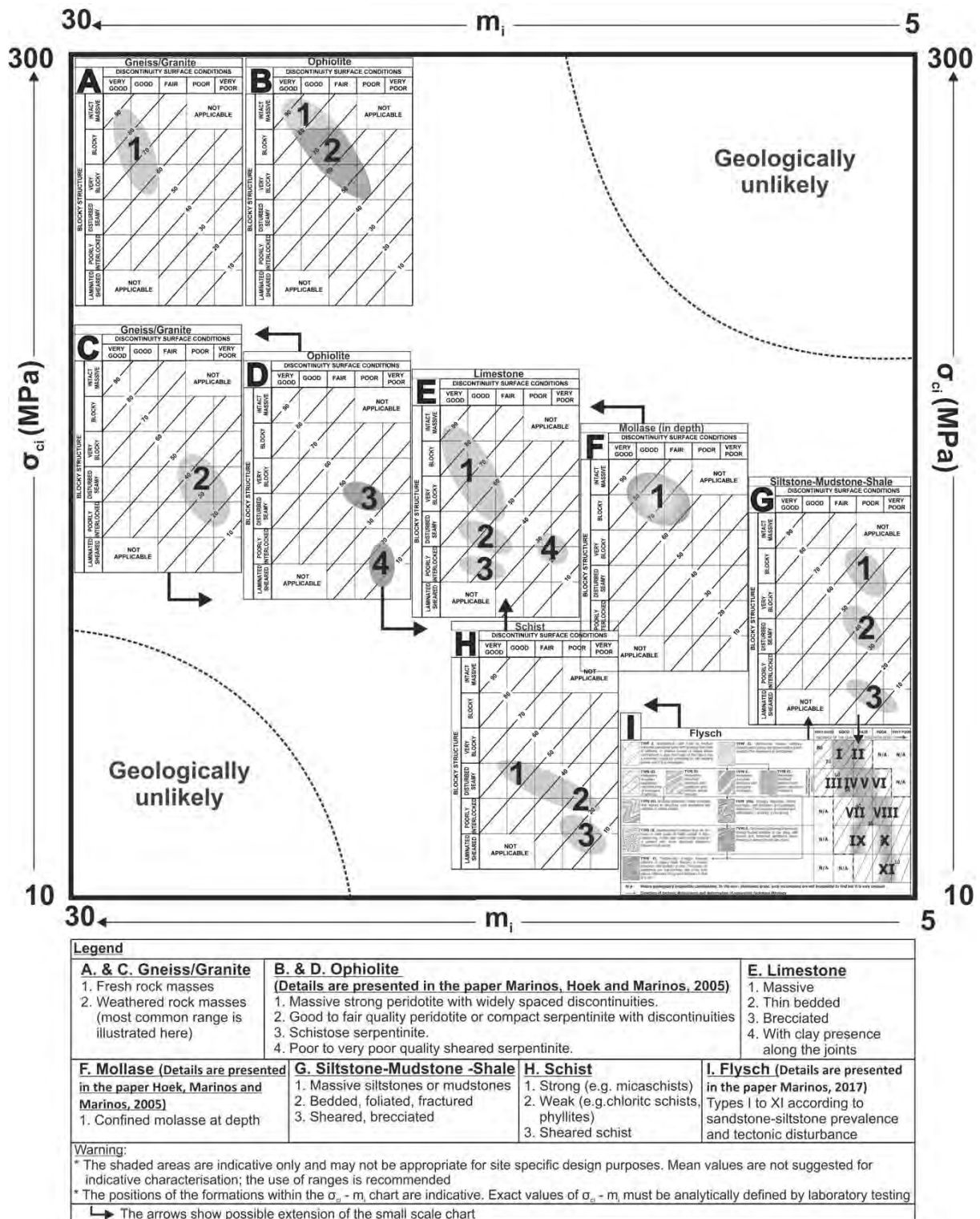


Figura 5-6: Rangos típicos de GSI para macizos rocosos, junto con los valores característicos de UCS y  $m_i$  (Marinos y Carter, 2018)

## 5.2.5 CONDICIÓN DE LAS FRACTURAS

Se han considerado los cinco grupos de condición de las fracturas presentadas en el ábaco de GSI publicado por Hoek *et al.* (2013), las cuales de manera general no han sufrido

modificaciones considerables respecto a lo indicado en los primeros ábacos publicados por Hoek (1994) y Hoek *et al.* (1995).

- **Condición muy buena (*very good*)** - superficies muy rugosas, frescas, no meteorizadas.
- **Condición buena (*good*)** - superficies rugosas, presencia de óxido, levemente alteradas.
- **Condición media (*fair*)** - superficies lisas, moderadamente alteradas y/o meteorizadas.
- **Condición mala (*poor*)** – espejos de falla, fuertemente intemperizadas y/o alteradas, con relleno de fragmentos angulares y/o arcilla dura.
- **Condición muy mala (*very poor*)** – espejos de falla, fuertemente intemperizadas y/o alteradas, con relleno de arcilla blanda o infiltraciones.

Para definir los parámetros de resistencia de cada grupo se ha utilizado el criterio de Barton y Choubey (1977), el cual es un criterio de rotura empírico deducido a partir del análisis del comportamiento de las discontinuidades en ensayos de laboratorio, el cual permite estimar la resistencia al corte en discontinuidades rugosas. El criterio se expresa con la siguiente formulación:

$$\tau = \sigma_n \tan \left( JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right) \quad (5.1)$$

Dónde:

- $\phi_r$ : Ángulo de fricción residual de la discontinuidad,
- JRC: Coeficiente de rugosidad de la discontinuidad (*Joint Roughness Coefficient*),
- JCS: Resistencia de la pared de la discontinuidad (*Joint Wall Compression Strength*).

De acuerdo con la expresión anterior la resistencia de la discontinuidad depende de tres componentes: una componente friccional ( $\phi_r$ ), una componente geométrica dada por el parámetro JRC, y una componente de asperidad controlada por la relación  $JCS/\sigma_n$ .

Para definir los parámetros de resistencia al corte de las fracturas se ha tenido como referencia la propuesta de Pitts y Diederich (2011), la cual permite caracterizar la resistencia al corte de los cinco grupos indicados en el ábaco GSI en términos de los parámetros que definen el criterio de Barton y Choubey (1977), tales como JRC, JCS y  $\phi_r$ . Esta propuesta se presenta en la Figura 5-7.

<b>Joint or Block Wall Condition</b>					
Very good Very rough, fresh unweathered surfaces	Good Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	Fair Smooth, moderately weathered or altered surfaces	Poor Slickensided, highly weathered surfaces with compact coating or fillings of angular fragments	Very poor Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings	
12	4.5	1.7	0.67	0.25	0.1
<b>Joint Condition Factor, Jc</b>					
4	3	2	1.5	1	0.5
<b>Joint Roughness, Jr</b>					
11	9	8	2.3	0.9	0.5
<b>Joint Roughness Coefficient, JRC, low</b>					
20	14	11	7	1.5	0.6
<b>Joint Roughness Coefficient, JRC, high</b>					
100	75	55	40	20	5
<b>Joint Wall Compressive Strength, JCS</b>					
45	35	30	24	18	8
<b>Residual Friction Angle, <math>\phi_r</math></b>					

Figura 5-7: Rangos de parámetros de resistencia del criterio de Barton y Choubey en función de la condición de las fracturas (Pitts y Diederich, 2011)

Teniendo en cuenta los rangos presentados en la Figura 5-7, se ha elaborado la Tabla 5-2, en la que se presentan los rangos de los parámetros de resistencia al corte indicando los valores promedio entre paréntesis. Además, en la Figura 5-8, se han graficado las envolventes de rotura correspondientes a las cinco categorías mencionadas en función de las tensiones normales y de corte actuantes.

Tabla 5-2: Rangos de parámetros de resistencia en función de la condición de las fracturas

Condición de las Discontinuidades	JRC	JCS (MPa)	$\Phi_r$ (°)
Muy buena	9 – 20 (14.5)	75 – 100 (87.5)	35 – 45 (40.0)
Buena	8 – 14 (11.0)	55 – 75 (65.0)	30 – 35 (32.5)
Regular	2.3 – 11 (6.7)	40 – 55 (47.5)	34 – 30 (32.0)
Mala	0.9 – 7 (3.9)	20 – 40 (30.0)	18 – 24 (21.0)
Muy mala	0.5 – 1.5 (1.0)	5 – 20 (12.5)	8 – 18 (13.0)

(\*) Entre paréntesis se presentan los valores promedio  
Elaborado en función de Pitts y Diederich (2011)

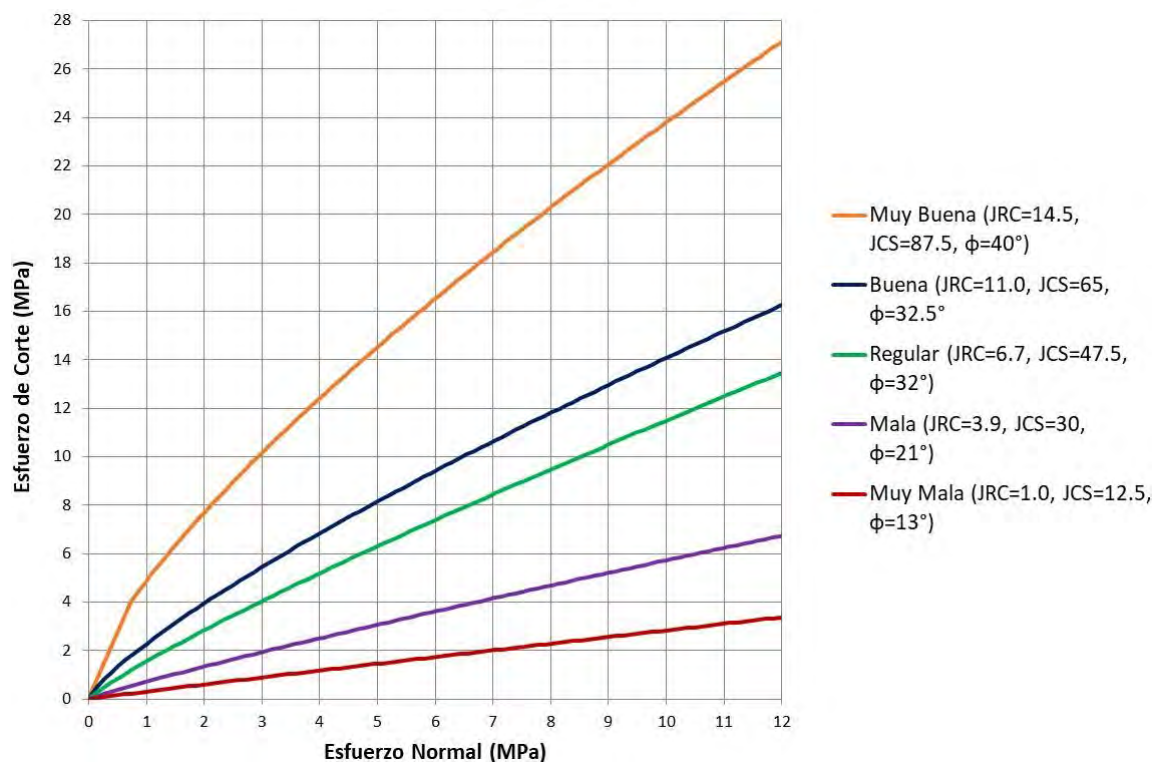


Figura 5-8: Envolventes de resistencia promedio para las distintas condiciones de fracturas – Criterio de Barton y Choubey (1977)

## 5.2.6 RIGIDEZ DE LAS DISCONTINUIDADES

Read y Stacey (2009), indican que el rango de la rigidez normal de las discontinuidades ( $k_n$ ) se encuentra entre 0.001 y 2000 GPa/m. De manera general, se recomiendan los siguientes valores representativos en función de la descripción de las juntas:

- Discontinuidades con relleno suave:  $k_n < 10$  GPa/m,
- Discontinuidades limpias en roca moderadamente dura:  $k_n = 10-50$  GPa/m,
- Discontinuidades limpias en roca dura:  $k_n = 50-200$  GPa/m.

De la misma manera, para la rigidez al corte o tangencial ( $k_s$ ), la cual se encuentra entre 0.01 y 50 GPa/m, se recomiendan los siguientes valores:

- Discontinuidades con relleno suave:  $k_s < 1$  GPa/m,
- Discontinuidades limpias en roca moderadamente dura:  $k_s < 10$  GPa/m,
- Discontinuidades limpias en roca dura:  $k_s < 50$  GPa/m.

Además, el valor de la rigidez al corte ( $k_s$ ) se suele tomar como una fracción de la rigidez normal ( $k_n$ ), tal como se propone en algunos códigos numéricos (Itasca, 1998; Rocscience, 2011). Por lo que se recomienda la siguiente relación:

$$10k_s < k_n < 100k_s \quad (5.2)$$

Sin embargo, la variación del cociente  $k_n/k_s$  no es constante, y depende del nivel de tensiones normales que afectan a la discontinuidad. Montiel y Tlalolini (2018), indican que *“la variabilidad de los valores de rigidez tiende a ser un tanto “particular” siendo necesario para ello, ejecutar retroanálisis en casos conocidos o bien calibraciones mediante métodos numéricos”*.

De acuerdo con las consideraciones mencionadas, en esta tesis los valores de  $k_n$  y  $k_s$  asociados a las discontinuidades han sido asignados conservadoramente relacionando los rangos mencionados para discontinuidades con relleno suave, discontinuidades limpias en roca moderadamente dura y discontinuidades limpias en roca dura, con las categorías presentadas en la descripción de las juntas en el ábaco para la evaluación del GSI. Por lo tanto, los rangos asignados han sido los presentados en la Tabla 5-3.

Tabla 5-3: Rigidez de las discontinuidades

Descripción	$k_n$ (GPa/m)	$k_s$ (GPa/m)	Condición de juntas (GSI)
Discontinuidades con relleno suave	<10	<1	Muy mala / mala
Discontinuidades limpias en roca moderadamente dura	10-50	<10	Regular / Buena
Discontinuidades limpias en roca dura	50-200	<50	Muy buena

### 5.2.7 PERSISTENCIA

De acuerdo con la descripción de la persistencia presentada por la ISRM (Brown, 1981), se han considerado cinco valores en el modelamiento, correspondientes a los límites de la clasificación mencionada (Tabla 5-4), los cuales son:  $p = 1m, 3m, 10m, 20m$  y  $30m$ .

Tabla 5-4: Descripción de la persistencia (ISRM, 1981)

<b>Continuidad</b>	<b>Longitud</b>
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

Respecto a las propiedades de resistencia al corte de las discontinuidades presentadas en el apartado anterior, debido al efecto de la escala de análisis el valor del parámetro JRC debe ser reducido teniendo en cuenta la longitud real de las discontinuidades del macizo rocoso, para lo cual se utiliza la siguiente expresión (Barton y Bandis, 1982, 1990):

$$JRC_n = JRC_0 \left( \frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02JRC_0} \quad (5.3)$$

Dónde:

- $JRC_0$ : Valor de JRC para muestras de laboratorio de tamaño 10 cm ( $L_0$ ),
- $JRC_n$ : Valor de JRC *in-situ* para bloques de tamaño  $L_n$ .

De la misma manera, el valor de JCS es reducido teniendo en cuenta la longitud real de las discontinuidades del macizo rocoso, para lo cual se utiliza la siguiente expresión (Barton y Bandis, 1982, 1990):

$$JCS_n = JCS_0 \left( \frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.03JCS_0} \quad (5.4)$$

Dónde:

- $JCS_0$ : Valor de JCS para muestras de laboratorio de tamaño 10 cm ( $L_0$ ),
- $JCS_n$ : Valor de JCS *in-situ* para bloques de tamaño  $L_n$ .

Por lo tanto, el resumen de casos analizados considerando las combinaciones de condición de juntas y persistencia, se presenta en la Tabla 5-5. En esta tabla se presentan los valores de JRC y JCS reducidos considerando los diferentes valores de las persistencias seleccionados.

Se han descartado las combinaciones en que  $JCS_0$  es mayor que el valor de la resistencia a la compresión uniaxial UCS.

Los valores de la rigidez de las discontinuidades han sido asignados a cada grupo en función de lo presentado en la Tabla 5-3.

Tabla 5-5: Parámetros de resistencia al corte de fracturas  $JRC_n$  y  $JCS_n$  en función de la longitud de juntas

Condición de las Discontinuidades	$JRC_0$	$JCS_0$ (MPa)	$\Phi_r$ (°)	Longitud de juntas									
				1 m		3 m		10 m		20 m		30 m	
				$JRC_n$	$JCS_n$	$JRC_n$	$JCS_n$	$JRC_n$	$JCS_n$	$JRC_n$	$JCS_n$	$JRC_n$	$JCS_n$
Muy buena	14.5	87.5	40.0	7.44	32.14	5.41	19.93	3.81	11.80	3.12	8.73	2.77	7.32
Buena	11.0	65.0	32.5	6.63	30.40	5.21	21.16	3.99	14.22	3.43	11.31	3.14	9.90
Regular	6.7	47.5	32.0	4.92	29.90	4.25	23.98	3.61	18.82	3.29	16.38	3.12	15.09
Mala	3.9	30.0	21.0	3.26	22.92	2.99	20.15	2.72	17.50	2.58	16.14	2.50	15.39
Muy mala	1.0	12.5	13.0	0.95	11.67	0.93	11.29	0.91	10.89	0.90	10.66	0.89	10.53

## 5.2.8 ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO (“BLOCKINESS”)

De acuerdo con el ábaco de GSI publicado por Hoek *et al.* (2013), la estructura del macizo rocoso o “*blockiness*” es función del RQD y presenta las siguientes categorías:

- **Fracturado en bloques o “*blocky*” ( $60 < \text{RQD} < 80$ )** – macizo rocoso no disturbado conformado por bloques de roca bien trabados entre sí, de forma cúbica y definidos por tres sets de estructuras ortogonales.
- **Fuertemente fracturado en bloques o “*very blocky*” ( $40 < \text{RQD} < 60$ )** – macizo rocoso parcialmente disturbado, conformado por bloques de roca trabados entre sí, de varias caras, angulosos y definidos por cuatro o más sets de estructuras.
- **Fracturado, cizallado / disturbado o “*blocky, disturbed/seamy*” ( $20 < \text{RQD} < 40$ )** – macizo rocoso plegado y/o afectado por fallas, conformado por bloques de roca angulosos de varias caras y definidos por la intersección de numerosos sets de estructuras. Presencia de planos de esquistosidad persistentes.
- **Desintegrado o “*disintegrated*” ( $0 < \text{RQD} < 20$ )** – macizo rocoso intensamente fracturado, conformado por un conjunto pobremente trabado de bloques y trozos de roca angulosos y también redondeados.

En otras versiones de los ábacos de GSI se incluye la categoría de macizo rocoso masivo para valores de RQD superiores al 80%, si bien esta categoría no se presenta en el ábaco de Hoek *et al.* (2013), en la formulación propuesta por estos autores si es posible considerar macizos rocosos que pertenecen a esta categoría.

Para elaborar el modelo de análisis de estabilidad de taludes en el programa Phase<sup>2</sup>, es necesario diseñar la red de fracturas representativa del macizo rocoso, para lo cual se requiere asignar valores de espaciamientos promedio entre fracturas a los grupos que definen la estructura del macizo rocoso.

Cai *et al.* (2004) asigna valores referenciales de espaciamiento entre fracturas asignados a cada categoría de estructura del macizo rocoso, los cuales han sido representados por Pitts y Diederich (2011) en la Figura 5-9.

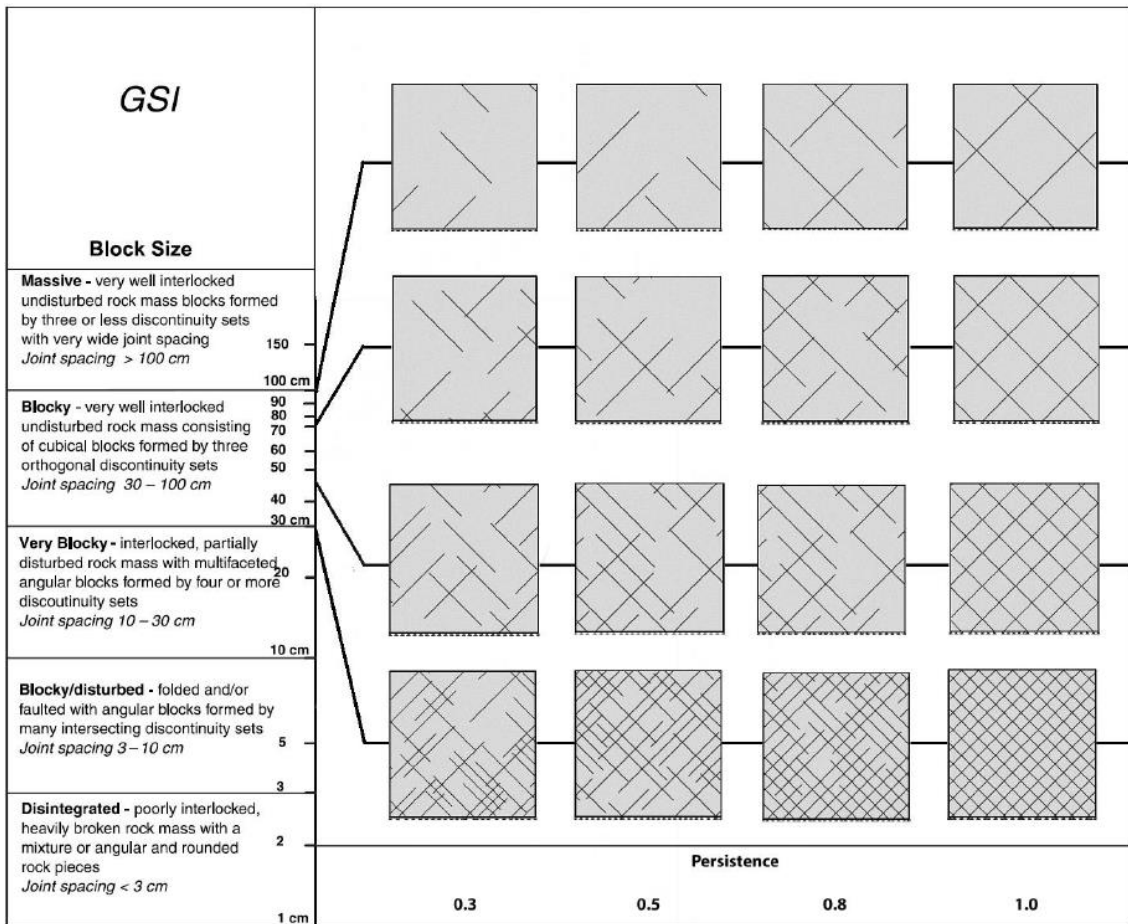


Figura 5-9: Categorías de la estructura del macizo rocoso y espaciamento asociado (Pitts y Diederich, 2011)

Debido a que en el ábaco de Hoek *et al.* (2013) la estructura del macizo rocoso está definida en función del RQD, una relación importante a tener en cuenta es la propuesta por Bieniawski (1989), quien para determinados valores de RQD proporciona un valor de espaciamento máximo y mínimo asociados (Figura 5-10).

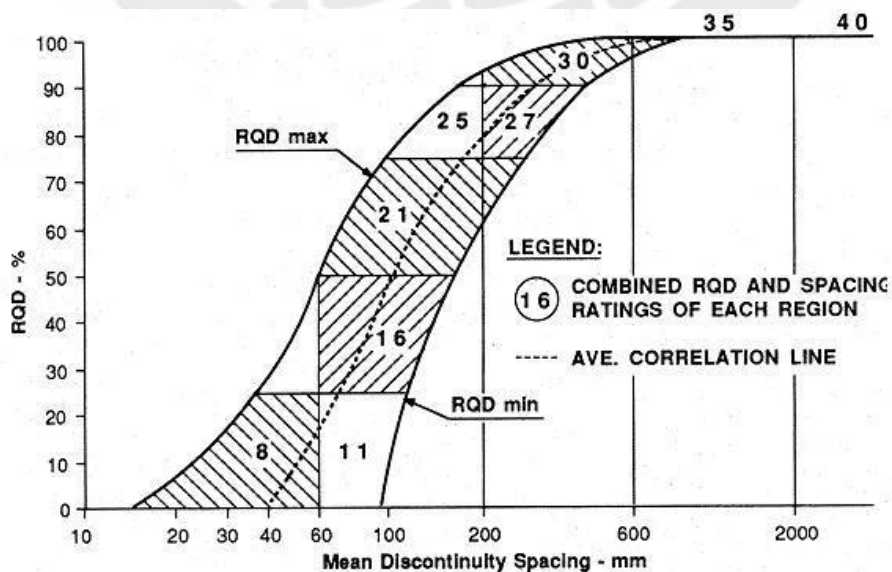


Figura 5-10: Relación entre el RQD y el espaciado de discontinuidades (Bieniawski, 1989)

En los análisis realizados en esta tesis se están considerando macizos rocosos de las cuatro categorías de estructuras indicadas, debido a que el valor de GSI depende de RQD y JCond<sub>89</sub>, al seleccionar un talud hipotético con un determinado GSI y JCond<sub>89</sub>, es posible obtener indirectamente el valor de RQD, de acuerdo a lo presentado en la Ecuación 5.5.

$$RQD = 2(GSI - 1.5JCond_{89}) \quad (5.5)$$

Una vez obtenido el valor del RQD, haciendo uso de la correlación presentada en la Figura 5-10 se obtiene el valor del espaciamiento promedio entre fracturas.

Uno de los mayores inconvenientes encontrados al aplicar este procedimiento fue el caso de los espaciamientos que están representados por la curva horizontal en la Figura 5-10, los cuales están asociados a un valor de RQD = 100%, correspondientes a valores de espaciamiento mayores que 0.60 m aproximadamente. Por lo que un valor de RQD igual a 100% puede estar asociado a espaciamientos mayores que este valor. En este caso, para obtener diferentes valores de la relación H/e, se han elaborado redes de fracturas con valores de 0.60 m, 1.00 m, 1.50 m y hasta 3.00 m.

En todos los casos se ha considerado que los espaciamientos promedio y su respectiva distribución estándar son los mismos para las diferentes familias de discontinuidades.

## 5.2.9 PARÁMETROS RESIDUALES

Inicialmente, Cai *et al.* (2007) desarrollaron una relación para la estimación del GSI residual basada en la idea de que la resistencia de la junta es el factor determinante en la resistencia residual de un macizo rocoso. Cai *et al.* (2007) realizaron pruebas de corte a gran escala que, junto con los datos de campo, conformaron la base de datos para obtener una correlación para el cálculo del GSI residual (Ecuación 5.6).

$$GSI_{res} = GSI_0 * e^{-0.134 * GSI_0} \quad (5.6)$$

Donde:

- GSI<sub>res</sub> es el GSI residual,
- GSI<sub>0</sub> es el GSI natural o inicial.

La formulación planteada en la Ecuación 5.6 fue desarrollada utilizando datos de campo considerando desplazamientos o deformaciones de corte muy grandes. Por el contrario, Walton *et al.* (2019) realizaron un análisis de ensayos triaxiales de laboratorio para evaluar la resistencia residual en roca intacta bajo niveles de tensión más pequeños. Walton *et al.* (2019) ajustaron las ecuaciones del criterio de Hoek-Brown para pruebas triaxiales en testigos de roca intacta y la respuesta residual de las pruebas triaxiales fue utilizada para proponer un valor GSI residual para cada espécimen. Esta relación asume un GSI inicial de 100 (roca intacta), el cual se degrada a un valor de GSI más bajo basado en el ajuste del criterio de Hoek-Brown de la curva residual (Ecuación 5.7).

$$GSI_{res} = -1.19 * e_{e_n} + 85.43 \quad (5.7)$$

Donde:

- GSI<sub>res</sub> es el GSI residual,

- $m_i$  es un parámetro empírico de la roca intacta obtenido de ensayos triaxiales.

Dressel (2022), utilizando los datos de los ensayos triaxiales de Walton *et al.* (2019) y los resultados de las pruebas de corte directo *in-situ* realizadas por Cai *et al.* (2007), han propuesto la relación presentada en la Ecuación 5.8.

$$GSI_{res} = (1 + \frac{m_i}{33})^{1.5} / GSI_0^{\frac{m_i}{100}} \quad (5.8)$$

Donde:

- $GSI_{res}$  es el GSI residual,
- $GSI_0$  es el GSI natural o inicial,
- $m_i$  es un parámetro empírico de la roca intacta obtenido de ensayos triaxiales.

En los análisis realizados en esta tesis se ha considerado la relación propuesta por Dressel (2022). Debido a que el modelo numérico ha sido concebido como un conjunto interconectado de bloques de roca intacta, estos bloques han sido modelizados con un valor de GSI natural o inicial de 100. Por lo tanto, para los 8 grupos de macizos rocosos definidos anteriormente, los valores de  $GSI_{res}$  han sido definidos a partir de la Ecuación 5.8.

### 5.2.10 DILATANCIA

En lo que concierne al parámetro dilatancia, Hoek y Brown (1997) proponen en primera instancia, o de una forma sugerida, valores de este parámetro para diferentes tipos de macizos rocosos en función de su calidad geomecánica. La propuesta, considerando el criterio de Mohr-Coulomb, es la siguiente:

- Macizos rocosos duros de muy buena calidad ( $UCS \approx 150$  MPa,  $GSI \approx 75$ ):  $\psi = \phi/4$ ,
- Macizos rocosos calidad promedio ( $UCS \approx 80$  MPa,  $GSI \approx 50$ ):  $\psi = \phi/8$ ,
- Macizos rocosos de muy mala calidad ( $UCS \approx 20$  MPa,  $GSI \approx 30$ ):  $\psi = 0^\circ$ .

Diederichs (2007) recomienda un parámetro de dilatancia ( $m_\psi$ ) para utilizarlo junto con el criterio de Hoek-Brown comprendido entre  $1/4$  y  $1/8$  del parámetro  $m_{res}$  en modelos donde la dilatancia se especifica mediante una sola constante, como ocurre en Phase<sup>2</sup> o RS2. Según Crowder y Bawden (2004) y Trigueros *et al.* (2021), el parámetro de dilatancia asignado puede ser de hasta un máximo de  $1/3 m_{res}$  para rocas intensamente fracturadas. Fischer y Diederichs (2021) verificaron el rango de relación de  $1/4$  a  $1/8 m_{res}$  para el parámetro de dilatancia.

Ryder y Jager (2002) y Vermeer y De Borst (1984) recomiendan un valor de dilatancia para rocas igual a  $\psi = \phi/2$  o aproximadamente  $m/8$ . El valor máximo de este parámetro es de  $m_\psi = 1/4 m_{res}$ .

En los análisis realizados en esta tesis se ha considerado el valor de  $1/6 m_{res}$  el cual se encuentra dentro del rango propuesto en las referencias mencionadas. Se ha considerado el parámetro constante debido a las limitaciones que presenta el software utilizado (Phase<sup>2</sup>).

### 5.2.11 OTROS FACTORES

Debido a la gran cantidad de parámetros que intervienen en el modelo numérico, se han considerado solamente los parámetros que participan en la formulación de la resistencia de la roca intacta, resistencia de las fracturas o del macizo rocoso.

Los parámetros que actúan como condicionantes externos no han sido considerados, por cuanto estos pueden incluirse directamente en los análisis, tales como el nivel de agua subterránea, campos de tensiones *in-situ*, cargas externas o fuerzas sísmicas.

### 5.3 RELACIÓN DE LOS CASOS ANALIZADOS

De acuerdo con lo discutido anteriormente, en la Tabla 5-6 se presentan todas las variables que serán incluidas en los casos analizados para el estudio del efecto de escala en el análisis de estabilidad de taludes.

Los casos analizados se han obtenido combinando las variables discutidas, considerando algunos casos representativos producto de estas combinaciones, las cuales han sido definidas con la finalidad de cubrir el mayor rango de tipos de litología, estructura del macizo rocoso y características de las discontinuidades.

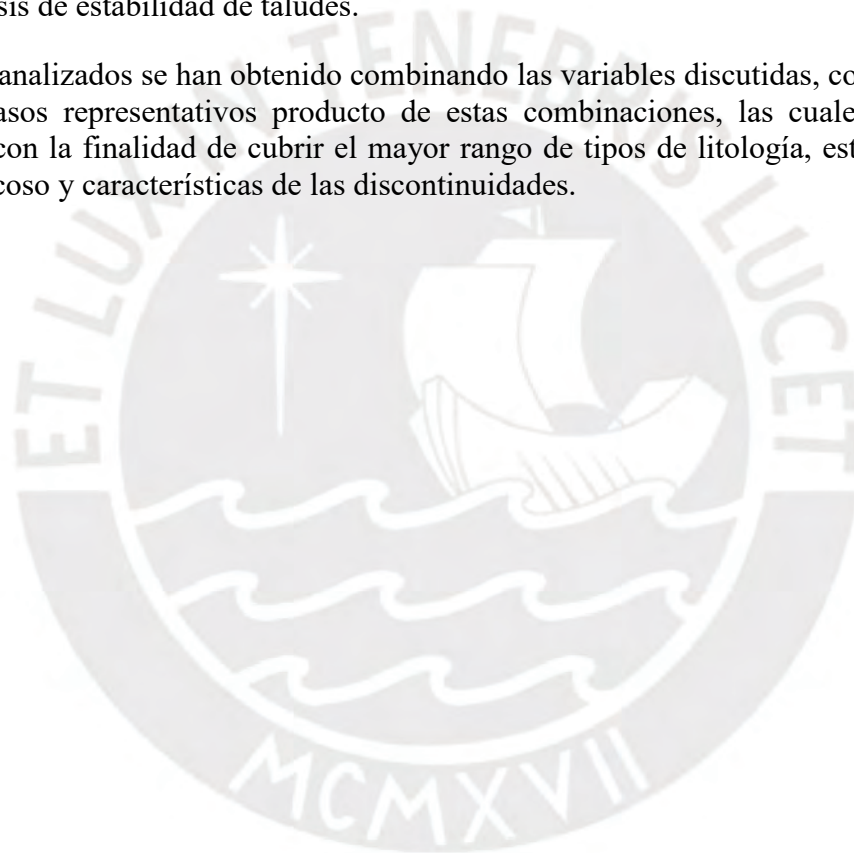


Tabla 5-6: Resumen de las variables consideradas en los análisis

Redes de fracturas <sup>(1)</sup>	H (m)	UCS <sup>(2)</sup> (MPa)	m <sub>i</sub> <sup>(2)</sup>	Condición de Juntas <sup>(3)</sup>	JRC <sub>0</sub> <sup>(4)</sup>	JCS <sub>0</sub> <sup>(4)</sup> (MPa)	Persistencia <sup>(5)</sup> (n)	Estructura <sup>(6)</sup>
F1, F2, F3, F4	50	187.5	32.0	Muy Buena	14.5	87.5	1	Fracturado en bloques
F1F2, F1F3	100	200.0	29.0	Buena	11.0	65.0	3	Muy fracturado en bloques
F1F4, F2F3	150	217.5	26.0	Regular	6.7	47.5	10	Fracturado, cizallado y perturbado
F2F4, F3F4	200	212.5	18.5	Mala	3.9	30.0	20	Desintegrado
F1F2F3, F1F2F4	250	125.0	14.5	Muy mala	1.0	12.5	30	-
F1F3F4, F2F3F4	-	65.0	11.0	-	-	-	-	-
F1F2F3F4	-	40.0	8.0	-	-	-	-	-
-	-	30.0	5.0	-	-	-	-	-

**Notas:**

- <sup>(1)</sup> Las redes de fracturas analizadas fueron presentadas en la Figura 5-5.
- <sup>(2)</sup> Los valores de la resistencia a la compresión uniaxial (UCS) y m<sub>i</sub> corresponden a los valores promedio de las ocho categorías de macizos rocosos propuestas por Marinos y Carter (2018), ver Tabla 5-1 y Figura 5-6.
- <sup>(3)</sup> La definición de la condición de juntas fue considerada de la propuesta de Hoek *et al.* (2013).
- <sup>(4)</sup> Los parámetros de resistencia al corte de las fracturas asociados a cada categoría de la condición de las discontinuidades fue definida en función de lo indicado por Pitts y Diederich (2011), ver Figura 5-7 y Tabla 5-2.
- <sup>(5)</sup> Los valores de la persistencia de las fracturas fueron definidos de acuerdo con la descripción sugerida por ISRM (Brown, 1981). Para cada valor de la persistencia, fueron evaluados los parámetros JRC<sub>n</sub> y JCS<sub>n</sub> calculados de acuerdo con la formulación de Barton y Bandis (1982, 1990), ver Tabla 5-5.
- <sup>(6)</sup> La estructura del macizo rocoso fue definida de acuerdo al ábaco de Hoek *et al.* (2013), complementándose con la descripción de Cai *et al.* (2004), quien asignó valores de espaciamientos referenciales a cada categoría del macizo rocoso, ver Figura 5-9.

## 5.4 SELECCIÓN DE LA FORMULACIÓN PARA EL CÁLCULO DEL $GSI_0$

En este apartado se complementará el estudio de la dispersión de los valores del GSI obtenidos de las diferentes formulaciones cuantitativas descritas en el Capítulo II, con la finalidad de realizar la mejor elección para el cálculo del  $GSI_0$ .

Con la finalidad de estudiar con datos propios las diferencias obtenidas entre los valores del GSI cualitativos y cuantitativos, en la presente tesis se ha evaluado el índice GSI en cuatro afloramientos rocosos representativos. Tres de ellos están ubicados en Perú, y uno corresponde a un macizo rocoso de la biblioteca virtual Sketchfab (Vollger, 2019).

Para la elección de estos casos de análisis se han tenido en consideración factores como la estructura del macizo rocoso, la condición de las fracturas, la litología, entre otros. En estos macizos rocosos se cuenta con datos suficientes para calcular el GSI mediante las diversas metodologías explicadas en el Capítulo II. En los siguientes apartados se presenta la descripción de los macizos rocosos evaluados.

### 5.4.1 MACIZO ROCOSO 1

Afloramiento de roca intrusiva (diorita) ubicado en un corte para la construcción de una carretera (autopista Ramiro Prialé – Lima – Perú), macizo rocoso duro ( $UCS = 60$  MPa), con estructura en bloques, tres sistemas principales de fracturas, con espaciamientos que varían entre 0.60 y 2.00 m, discontinuidades rugosas, planas, limpias, con algo de relleno arcilloso, ligeramente alterado y seco.

El RMR básico obtenido es de 71 puntos, valor que corresponde a un macizo rocoso de clase II y calidad “buena” según Bieniawski (1989). En la Figura 5-11 se presenta una fotografía referencial del macizo rocoso evaluado.

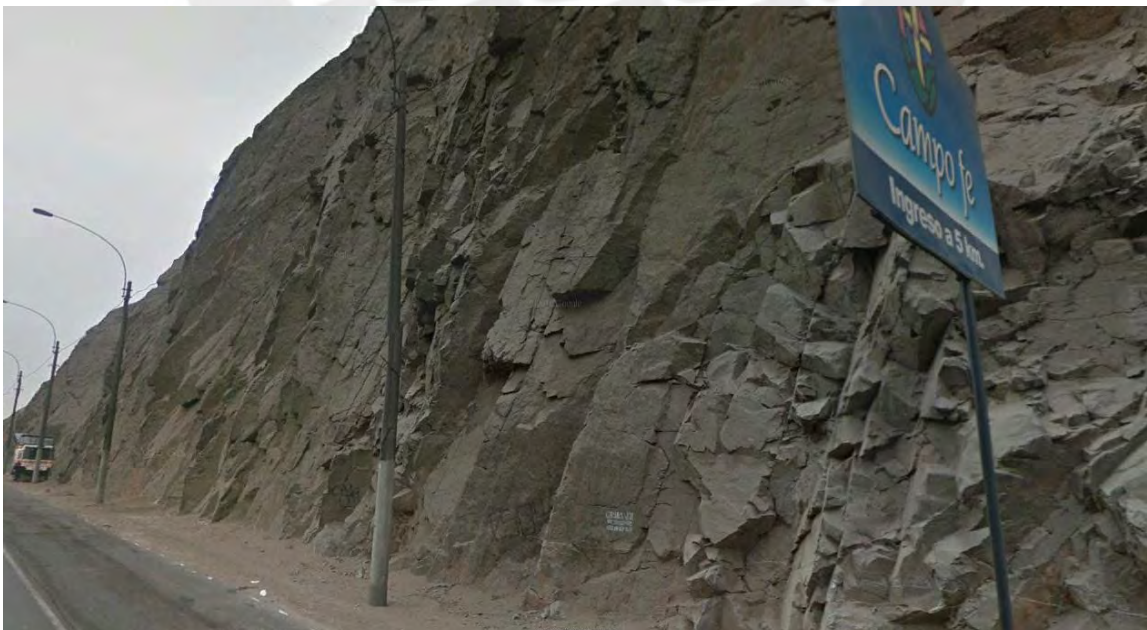


Figura 5-11: Vista del macizo rocoso 1

### 5.4.2 MACIZO ROCOSO 2

Afloramiento de roca pizarra ubicado en un talud de la carretera Izcuchaca - Quichuas (Huancavelica - Perú), cuya descripción y análisis se presenta en Jordá y Tomás (2014).

El macizo rocoso tiene una resistencia a la compresión simple (UCS) promedio de 25 MPa, separación de juntas de 60 - 200 mm, persistencia superior a los 20 m, discontinuidades onduladas/suaves, apertura mayor que 5 mm, alteración ligera a moderada, con relleno duro. El valor de RQD más probable es de 45% (Jordá y Tomás, 2014).

El RMR básico obtenido es de 45 puntos, valor que corresponde a un macizo rocoso de clase III y calidad "Media" según Bieniawski (1989). En la Figura 5-12 se presenta una fotografía referencial del macizo rocoso evaluado.



Figura 5-12: Vista del macizo rocoso 2 (Jordá y Tomás, 2014)

### 5.4.3 MACIZO ROCOSO 3

Macizo rocoso de naturaleza pseudo metamorfizada del tipo lutita pizarrosa ubicado en el campus de la Universidad Nacional de Ingeniería (Lima - Perú), se encuentra intensamente fracturado, con un espaciamiento promedio entre fracturas de 50 mm, de baja resistencia a la compresión simple ( $UCS < 5MPa$ ), las discontinuidades son persistentes y presentan una apertura de hasta 5 mm, parcialmente con relleno duro, el macizo rocoso se encuentra húmedo y alterado.

El RMR básico obtenido es de 23 puntos, valor que corresponde a un macizo rocoso de clase IV y calidad “Mala” según Bieniawski (1989). En la Figura 5-13 se presenta una fotografía referencial del macizo rocoso evaluado.



Figura 5-13: Vista del macizo rocoso 3

#### 5.4.4 MACIZO ROCOSO 4

En el caso 4 se presenta un macizo rocoso correspondiente a una excavación subterránea, a diferencia de los tres casos anteriores que se encontraban en taludes.

El macizo rocoso corresponde a una galería filón de cuarzo aurífero encajado en areniscas, lutitas y esquistos plegados, con un ancho aproximado de 7 m. Para efectos de escala de la imagen se puede considerar que la separación entre bulones swellex es de 1.5 m.

Este macizo rocoso se encuentra disponible en el repositorio sketchlab, donde se puede visualizar el macizo rocoso en 3D, en el enlace: <https://sketchfab.com/3d-models/underground-blast-face-3659ecc6bd684ea2ad45bdd561f2ac64>.(Vollgger, 2019)

El RMR básico obtenido es de 55 puntos, valor que corresponde a un macizo rocoso de clase III y calidad “Media” según Bieniawski (1989). En la Figura 5-14 se presenta una fotografía referencial del macizo rocoso evaluado.

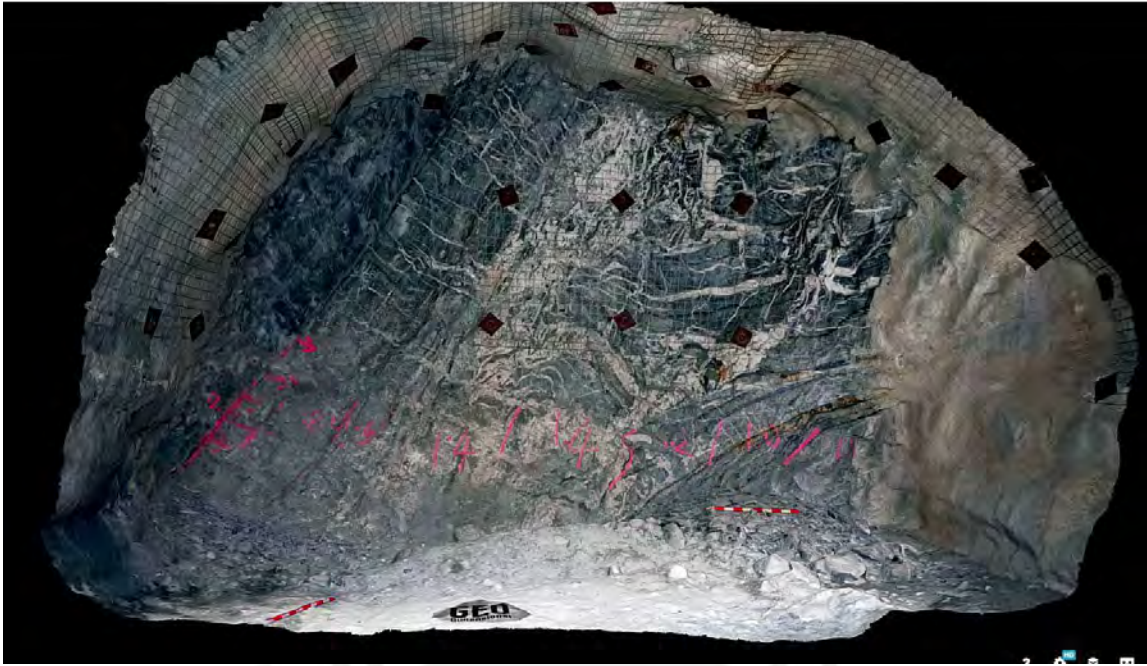


Figura 5-14: Vista del macizo rocoso 4 ( <https://sketchfab.com/3d-models/underground-blast-face-3659ecc6bd684ea2ad45bdd561f2ac64>) (Vollgger, 2019)

El resumen de los valores de  $RMR_b$  Y  $RMR'$  definidos para cada macizo rocoso, se presenta en la Tabla 5-7.

Tabla 5-7:  $RMR_b$  y  $RMR'$  de los macizos rocosos evaluados

Macizo rocoso	$RMR_b$	$RMR'$
Macizo rocoso 1	71	71
Macizo rocoso 2	45	45
Macizo rocoso 3	23	31
Macizo rocoso 4	55	55

Donde:

- $RMR_b$  corresponde al valor de RMR sin considerar la corrección por la orientación de las fracturas,
- $RMR'$  corresponde al valor de RMR en condiciones secas y sin considerar la corrección por la orientación de fracturas.

En el caso de los macizos rocosos 1, 2 y 4 los valores de  $RMR_b$  y  $RMR'$  coinciden, debido a que los macizos rocosos se encuentran secos (puntaje = 15). En el caso del macizo rocoso 3, este se encuentra húmedo (puntaje = 7), por lo que el valor de  $RMR'$  en condiciones secas (puntaje = 15) se incrementa en 8 puntos.

En el Anexo I se presentan las fichas descriptivas de los cuatro macizos rocosos evaluados.

### 5.4.5 RESUMEN DE LAS RELACIONES GSI-RMR'

En la literatura técnica, suelen encontrarse algunas formulaciones que relacionan el valor del índice GSI con el del RMR (Bieniawski, 1976, 1989), de las cuales la más difundida es la publicada por Hoek (1994), presentada en las siguientes ecuaciones:

$$\text{Si } RMR'_{89} > 23, \text{ GSI} = RMR'_{89} - 5 \quad (5.9)$$

$$\text{Si } RMR'_{76} > 18, \text{ GSI} = RMR'_{76} \quad (5.10)$$

$$\text{Si } RMR'_{76} \leq 18 \text{ o } RMR'_{89} \leq 23, \text{ GSI} = 9 \ln Q + 44 \quad (5.11)$$

Donde RMR' es el RMR en condiciones secas y sin corrección por la orientación de fracturas

Ceballos *et al.* (2014), realizaron un análisis de comparación entre los valores del RMR' y del GSI obtenido visualmente en una base de datos conformada por 59 estaciones geomecánicas en macizos rocosos ubicados en España, concluyendo que la mayoría de los valores del índice GSI obtenidos se encuentran en el rango definido por  $\text{GSI} = \text{RMR}' + 5$  y  $\text{GSI} = \text{RMR}' - 15$ . De manera similar, Sánchez *et al.* (2016), con la finalidad de obtener correlaciones entre las diferentes clasificaciones geomecánicas, realizaron estudios en macizos rocosos ubicados en la Cordillera de los Andes, en total fueron mapeados 298 afloramientos rocosos y 61 caras de túneles correspondientes a proyectos desarrollados en Bolivia, Ecuador, Colombia y Perú.

Las fórmulas que relacionan los valores de RMR' y GSI de acuerdo con Ceballos *et al.* (2014) y Sánchez *et al.* (2016) se presentan en la Tabla 5-8.

Tabla 5-8: Correlaciones entre GSI y RMR'

Tipo de roca	Formulación Cuantitativa (Ceballos <i>et al.</i> , 2014)	Formulación Cuantitativa (Sánchez <i>et al.</i> , 2016)
Todos los datos	$\text{GSI} = 1.17\text{RMR}' - 11.36$	$\text{GSI} = \text{RMR}' - 6$
Rocas sedimentarias de grano grueso	$\text{GSI} = 1.30\text{RMR}' - 20.19$	$\text{GSI} = \text{RMR}' - 7$
Rocas sedimentarias de grano fino		$\text{GSI} = 1.1\text{RMR}' - 12.5$
Rocas metamórficas	$\text{GSI} = 0.95\text{RMR}' - 10.44$	$\text{GSI} = \text{RMR}' - 4$
Rocas plutónicas	$\text{GSI} = 1.08\text{RMR}' - 10.44$	$\text{GSI} = 1.15\text{RMR}' - 15$
Rocas volcánicas		$\text{GSI} = 0.95\text{RMR}'$

De manera similar, varios autores han recomendado estimar el valor del GSI a partir del RMR', utilizando una ecuación lineal de la forma:

$$\text{GSI} = a\text{RMR}' + b \quad (5.12)$$

Donde a y b son constantes que dependen del tipo de roca o de las particularidades de ciertos macizos rocosos complejos. Somodi *et al.* (2021), recopiló de los estudios que proponen formulaciones de la forma descrita anteriormente, la cual se presenta resumidamente en la Tabla 5-9.

Tabla 5-9: Compilación de ecuaciones de correlación entre GSI y RMR' de acuerdo con la formulación  $GSI = aRMR' + b$  (modificado de Somodi *et al.*, 2021)

Referencia	Litología	Formulación Cuantitativa
Hoek <i>et al.</i> (1995)	Varios	$GSI = RMR' - 5$
Irvani <i>et al.</i> (2013)	Areniscas	$GSI = 0.739RMR' + 12.097$
Singh y Tamrakar (2013)	Metamórficas	$GSI = 0.7393RMR' - 4.3349$
Cosar (2004)	Esquistos y rocas sedimentarias	$GSI = 0.42RMR' + 23.08$
Ali <i>et al.</i> (2014)	Gabro, rocas ultrabásicas	$GSI = 0.9932RMR' - 4,913$
Zhang <i>et al.</i> (2019)	Varios	$GSI = 1.2092RMR' - 18.6143$
Siddique y Khan (2019)	Varios	$GSI = 1.265RMR' - 21.49$

La mayoría de los datos considerados en las formulaciones presentadas anteriormente han sido definidas en macizos rocosos con valores de GSI entre 30 y 80 puntos, por lo que su aplicación en macizos rocosos de mala y muy mala calidad debe realizarse con cuidado. En este sentido, para macizos rocosos malos y muy malos ( $RMR' < 30$ ), Osgoui and Ünal (2005) sugieren una relación exponencial para calcular el GSI a partir del RMR', la cual es presentada en la Ecuación 5.13.

$$GSI = 6e^{0.05RMR'} \quad (5.13)$$

En la Figura 5-15, se ha realizado la integración de todos los valores GSI – RMR' que conforman la base de datos de Ceballos *et al.* (2014) y Sánchez *et al.* (2016), incorporando además las formulaciones GSI - RMR' presentadas en las Tablas 5-8 y 5-9. Se observa que los datos de Ceballos *et al.* (2014), Sánchez *et al.* (2016), y la mayoría de las formulaciones GSI - RMR', se encuentran dentro de la zona sombreada, la cual está acotada por las relaciones  $GSI = RMR' + 5$  y  $GSI = RMR' - 15$ , definida por Ceballos *et al.* (2014).

Además, se observa que correlación de Cosar (2004), definida para su aplicación específica en esquistos y rocas sedimentarias, proporciona valores de GSI notablemente más conservadores para RMR' altos, y valores muy optimistas para RMR' bajos, por lo que su aplicación debe realizarse con cuidado en estos rangos. Sin embargo, para valores de RMR' entre 30 y 70, que corresponde a la mayoría de los macizos rocosos encontrados en las obras de ingeniería, esta correlación si se encuentra dentro del área sombreada. La correlación de Singh y Tamrakar (2013), definida para rocas metamórficas en Nepal, proporciona valores de GSI más conservadores para valores de RMR' superiores a los 40 puntos, para valores inferiores si se encuentra dentro del rango esperado, sin embargo, esta correlación se ha definido con una base de macizos rocosos con RMR' entre 36 y 82, por lo que su aplicación debe realizarse con cuidado o evitarse, ya que corresponde a una

correlación para macizos rocosos muy específicos. También se observa que la relación no lineal de Osgoui y Ünal (2005), se encuentra dentro del área sombreada, por lo que su aplicación es válida para el caso de macizos rocosos malos y muy malos.

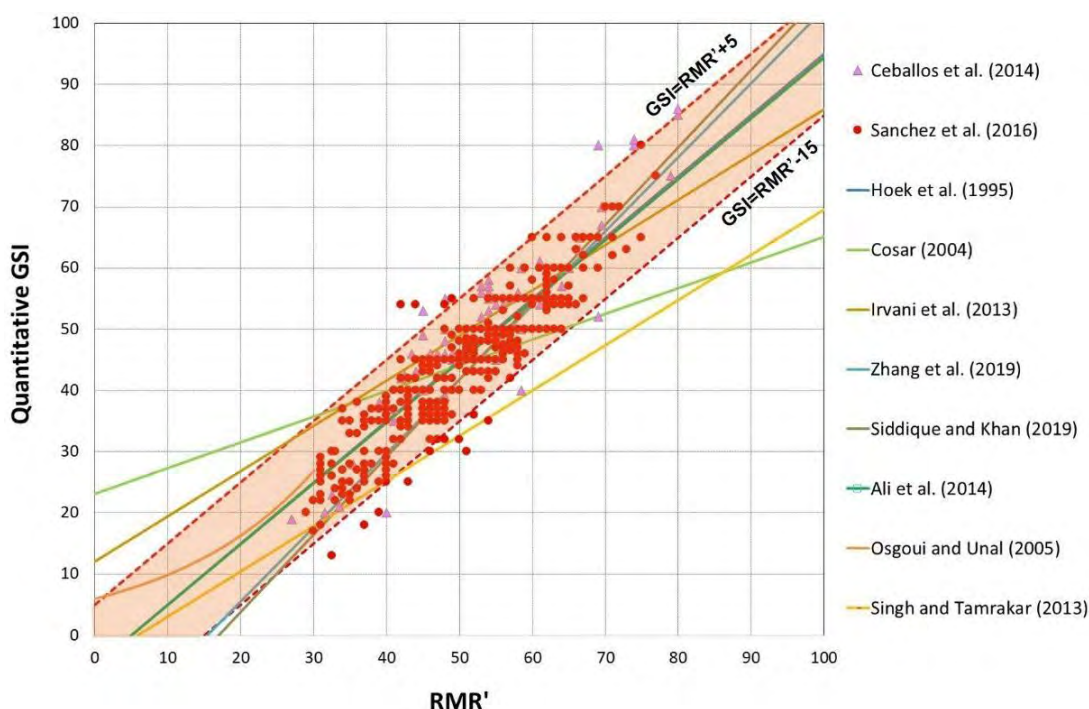


Figura 5-15: Compilación de relaciones RMR' - GSI

#### 5.4.6 CÁLCULO CUALITATIVO (VISUAL) DEL GSI<sub>0</sub>

Con la finalidad de evaluar la dispersión de los valores del GSI cualitativo (visual) obtenido por diferentes evaluadores de campo, se ha realizado una encuesta virtual en una población de cuarenta ingenieros con experiencia en mecánica de rocas, en donde se ha presentado una fotografía general y la descripción básica de los 4 macizos rocosos evaluados en esta tesis.

El grupo encuestado está conformado por estudiantes, profesores, ingenieros geólogos, ingenieros de minas e ingenieros civiles de Perú, España y Chile. La encuesta se realizó durante el mes de agosto del año 2021 mediante la plataforma Google Surveys:

[https://docs.google.com/forms/d/1nUgkIIwfQTYwtlRUfqGO0P3J\\_MRGxSjAQ7LuZbfqN2s/edit](https://docs.google.com/forms/d/1nUgkIIwfQTYwtlRUfqGO0P3J_MRGxSjAQ7LuZbfqN2s/edit) (Pozo, 2021).

Los resultados de la encuesta (sin procesar) se encuentran en el Anexo I, los cuales se presentan gráficamente en la Figura 5-16, correspondiente a los macizos rocosos 1, 2, 3 y 4 respectivamente. En estos gráficos se han considerado intervalos de GSI de cinco puntos para su representación.

Los valores del GSI obtenidos para cada caso analizado han sido procesados estadísticamente, los cuales se ajustan a una curva de distribución normal, definidos por el valor promedio ( $\mu$ ) y por la desviación estándar ( $\sigma$ ). Estos valores se presentan en la Tabla 5-10. Adicionalmente, los valores del índice GSI promedio se han graficado en el ábaco de Hoek y Marinos (2000), el cual se presenta en la Figura 5-17.

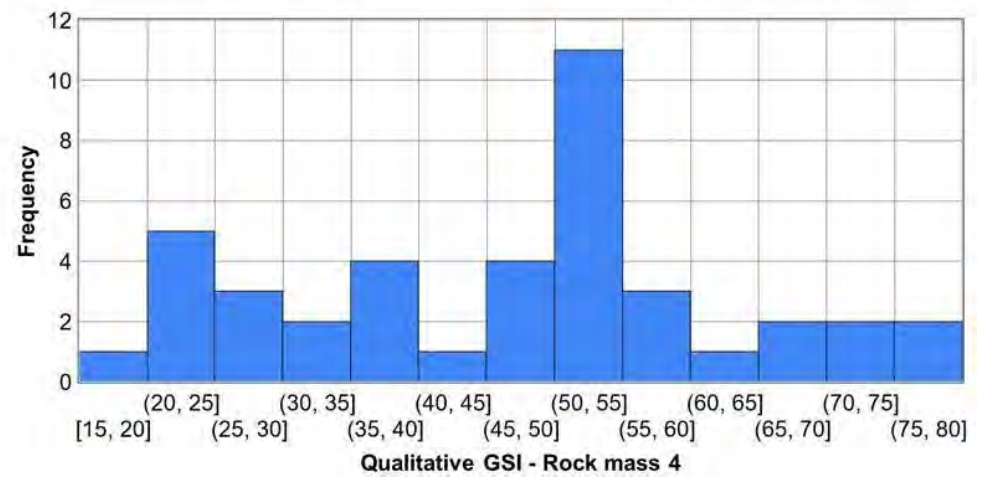
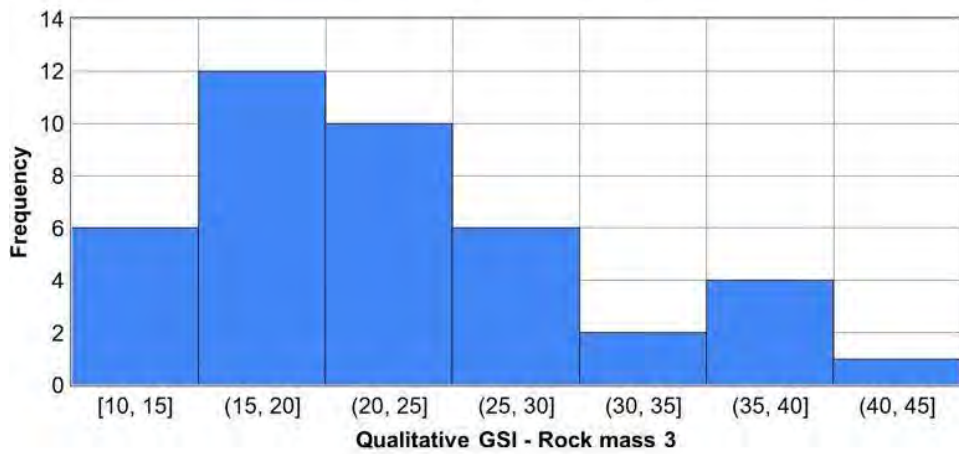
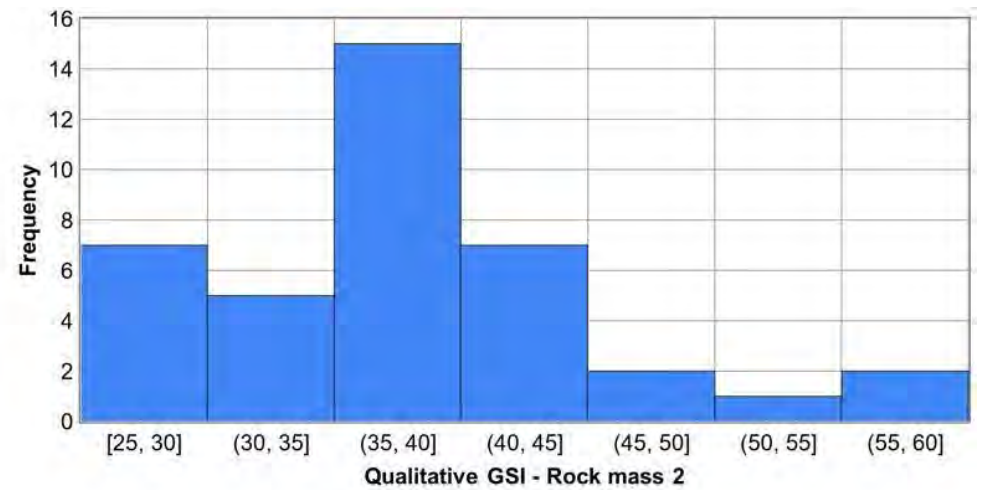
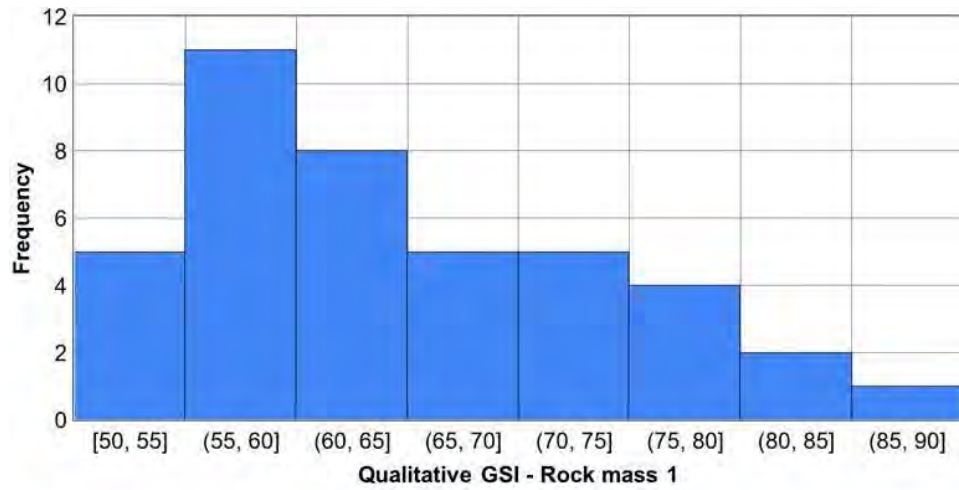


Figura 5-16: Dispersión de los valores de GSI obtenidos visualmente (GSI cualitativo)

Tabla 5-10: Parámetros estadísticos de los datos obtenidos de la encuesta

Macizo rocoso	Valor promedio del índice GSI ( $\mu$ )	Desviación estándar ( $\sigma$ )
Macizo rocoso 1	67	9.30
Macizo rocoso 2	40	7.97
Macizo rocoso 3	24	8.32
Macizo rocoso 4	49	16.64

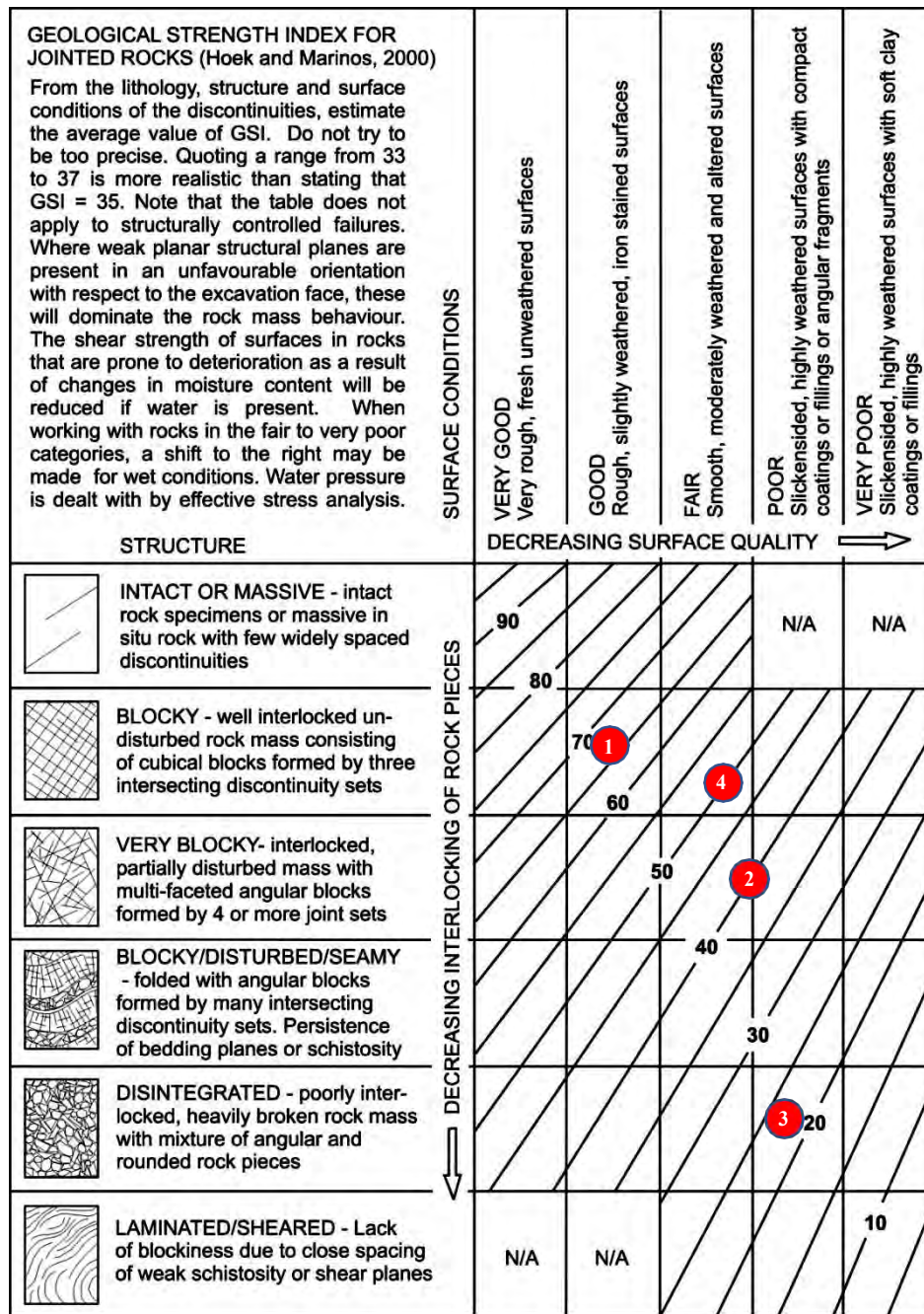


Figura 5-17: Resumen de los valores de GSI promedio obtenidos visualmente – Todos los casos

En la Figura 5-18 se presentan las curvas de densidad normal correspondientes a los cuatro macizos rocosos evaluados.

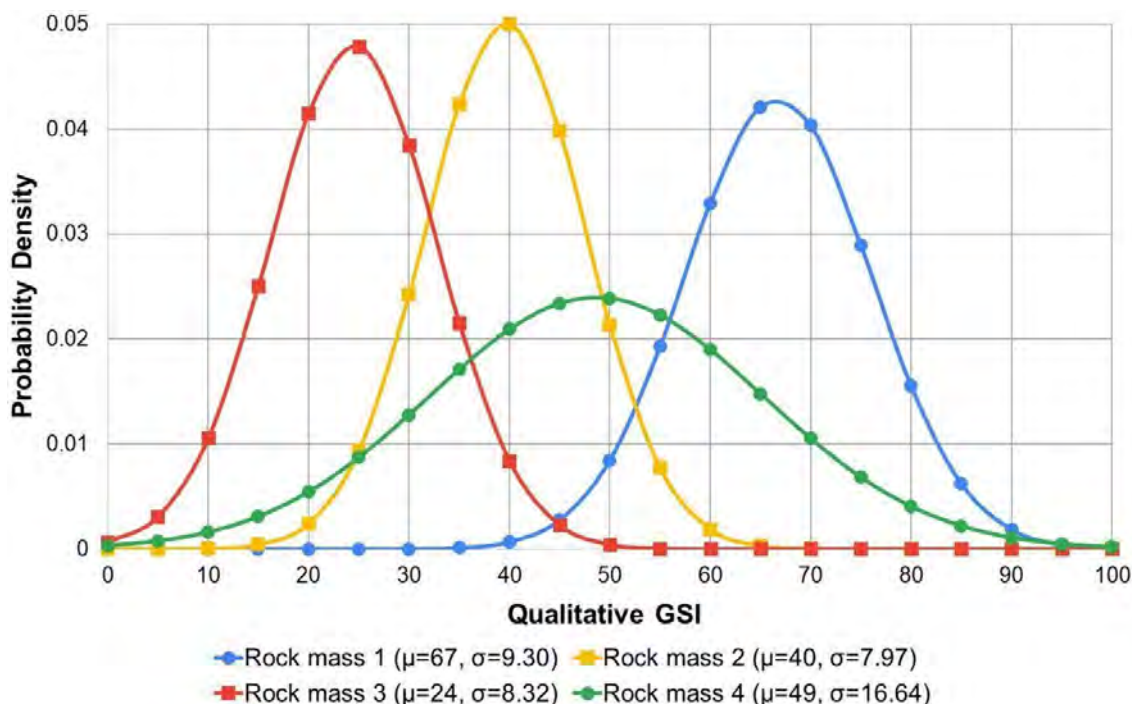


Figura 5-18: Distribución normal – Todos los casos

En la Figura 5-18 se observa que los macizos rocosos 1, 2 y 3 se tienen valores de desviación estándar cercanos a los 10 puntos, lo que indica que el 68.2% de los datos se encuentra en el intervalo de confianza definido por  $\mu \pm \sigma$  o  $GSI \pm 10$ . Además, se tiene que el 95.4% de los datos se encuentra en el intervalo  $\mu \pm 2\sigma$ , lo cual en el caso de los macizos rocosos 1, 2 y 3 corresponde a una dispersión inferior a los 20 puntos

A diferencia de los macizos rocosos 1, 2 y 3, se observa que la función de densidad normal del macizo rocoso 4 presenta una forma más aplanada y alargada, debido a la mayor dispersión de los valores obtenidos en la encuesta, esto se ve reflejado en un mayor valor de la desviación estándar ( $\sigma=16.64$ ), la cual es superior a los 10 puntos.

La explicación dada a este comportamiento es atribuible a la presencia de venillas de cuarzo en el macizo rocoso. Se ha observado en la práctica ingenieril, que muchos evaluadores consideran que la presencia de cualquier tipo de discontinuidad corresponde necesariamente a la disminución de la resistencia del macizo rocoso.

Por lo que, a pesar de que las discontinuidades corresponden a vetas de cuarzo aurífero, las cuales tienen una resistencia incluso mayor que la roca encajonante, es común que muchos evaluadores consideren al macizo rocoso como muy fracturado, dando como resultado valores de GSI bajos.

Hoek (1998) sugiere valores referenciales de los coeficientes de variación (COV) de los parámetros que intervienen en la formulación del criterio de Hoek-Brown. Se indica que los valores de UCS,  $m_i$  y GSI se ajustan a una distribución normal con coeficientes de variación de 0.25, 0.125 y 0.10 respectivamente. Harr (1987) clasifica a los coeficientes

de variación como bajos ( $COV < 0.10$ ), moderados ( $0.15 < COV < 0.30$ ) y altos ( $COV > 0.30$ ), indicando que los valores sugeridos por Hoek (1998) se encuentran entre los rangos bajos y moderados. Sin embargo, los valores presentados en la Tabla 5-11, obtenidos como resultado de un análisis estadístico, indican valores de COVs clasificados como moderados en el caso de los macizos rocosos 1 y 2, y altos en el caso de los macizos rocosos 3 y 4.

Tabla 5-11: Parámetros estadísticos – GSI cualitativo

Macizo rocoso	Valor promedio ( $\mu$ )	Desviación estándar ( $\sigma$ )	Coefficiente de variación (COV)	Clasificación
Macizo rocoso 1	67	9.30	0.14	Bajo - moderado
Macizo rocoso 2	40	7.97	0.20	Moderado
Macizo rocoso 3	24	8.32	0.35	Alto
Macizo rocoso 4	49	16.64	0.34	Alto

#### 5.4.7 CÁLCULO CUANTITATIVO DEL GSI

Se ha calculado analíticamente el valor del índice GSI de los cuatro macizos rocosos estudiados, para lo cual se han utilizado las formulaciones de Hoek *et al.* (2013), Cai *et al.* (2004), Russo (2009) y Sonmez y Ulusay (2002).

También se han calculado los valores del índice GSI a partir de las correlaciones con el RMR'. El detalle del cálculo y los parámetros utilizados se presentan en el Anexo I (fichas descriptivas de los macizos rocosos) y en la Tabla 5-12 se presenta el resumen de los valores de GSI calculados cuantitativamente.

Tabla 5-12: Valores de GSI calculados con enfoques cuantitativos

Referencia	Macizo rocoso 1	Macizo rocoso 2	Macizo rocoso 3	Macizo rocoso 4
GSI visual (promedio)	67	40	24	49
Hoek <i>et al.</i> (1995)	66	40	26	50
Sonmez y Ulusay (2002)	61	36	19	46
Cai <i>et al.</i> (2004)	58	36	22	59
Russo (2009)	69	22	8	58
Hoek <i>et al.</i> (2013)	70	29	22	58
Ceballos <i>et al.</i> (2014)*	72	41	25	53
Ceballos <i>et al.</i> (2014)**	66	32	19	51
Sánchez <i>et al.</i> (2016)*	65	39	25	49
Sánchez <i>et al.</i> (2016)**	67	41	27	48
Sánchez <i>et al.</i> (2016)***	65	32	23	49
Zhang <i>et al.</i> (2018)	67	36	19	48
Siddique y Khan (2019)	68	35	18	48
Singh y Tamrakar (2013)	N.A.	29	19	N.A.
Cosar (2004)	N.A.	N.A.	N.A.	46
Osgoui y Unal (2005)	N.A.	N.A.	19	N.A.

Notas:

(\*) GSI calculado a partir del RMR' (con la correlación general)

(\*\*) GSI calculado a partir del RMR' (en función de la litología)

(\*\*\*) GSI calculado en función de RQD y JCond<sub>89</sub>

N.A.: No aplica para la litología del macizo rocoso evaluado o por la calidad del macizo rocoso

La relación de Sing y Tamrakar (2013) ha sido desarrollada para rocas metamórficas, por eso solamente se ha aplicado en los macizos rocosos 2 y 3. La relación de Cosar (2004) solo se ha aplicado al macizo rocoso 4, que corresponde a esquistos y rocas sedimentarias. La relación no lineal de Osgoui and Unal (2005) solo es aplicable al macizo rocoso 3, que correspondiente a un macizo rocoso de mala calidad geomecánica (RMR'=23).

#### 5.4.8 DISCUSIÓN

En el cálculo del GSI cuantitativo no se observa una variación significativa entre utilizar la formulación general de Sánchez *et al.* (2016) y la formulación del mismo autor considerando la litología, la diferencia máxima observada varía entre 1 y 2 puntos, la cual se incrementa hasta en 7 puntos si se utiliza la formulación en términos de RQD y JCond<sub>89</sub>. Respecto a las formulaciones de Hoek *et al.* (2013), Cai *et al.* (2004), Russo (2009) y Sonmez y Ulusay (2002); se observa que la fórmula de Russo (2009) es la que proporciona valores de GSI inferiores en comparación con las demás, sobre todo en el caso de los macizos rocosos 2 y 3 que tienen calidad regular y mala. Esta tendencia ya se había observado en los trabajos de Vásárhelyi *et al.* (2016) y Wing and Wong (2018).

En términos de los parámetros estadísticos, se observa que en el enfoque cuantitativo la dispersión de los resultados es menor en comparación con el enfoque cualitativo, los resultados se presentan en la Tabla 5-13, en donde se observa que los valores promedio no sufren una variación significativa, sin embargo, los valores de desviación estándar se han reducido entre un 46 y 74% (Tabla 5-13), dando como resultado una reducción en los coeficientes de variación, los cuales se encuentran entre 0.06 y 0.15. Estos valores, obtenidos con los métodos cuantitativos, son más concordantes con los valores recomendados por Hoek (1998), quien sugiere un COV de 0.10 para el GSI. La menor dispersión de los resultados obtenidos con el enfoque cuantitativo se debe a que las formulaciones se presentan en términos de parámetros conocidos del macizo rocoso con los que los ingenieros de campo están más familiarizados, tales como el RQD,  $J_v$ ,  $J_{Cond89}$  o el RMR'.

Tabla 5-13: Comparación de resultados – enfoques cualitativos y cuantitativos

Macizo rocoso	Valor promedio ( $\mu$ )		Desviación estándar ( $\sigma$ )		Coeficiente de Variación (COV)	
	Cualitativo	Cuantitativo*	Cualitativo	Cuantitativo*	Cualitativo	Cuantitativo*
Macizo rocoso 1	67	66	9.30	3.86	0.14 (Bajo a moderado)	0.06 (Bajo)
Macizo rocoso 2	40	35	7.97	4.30	0.20 (Moderado)	0.12 (Bajo a moderado)
Macizo rocoso 3	24	22	8.32	3.17	0.35 (Alto)	0.15 (Bajo a moderado)
Macizo rocoso 4	49	50	16.64	4.25	0.34 (Alto)	0.09 (Bajo)

**Nota:**

(\*) No se considera la formulación de Russo (2009) por presentar valores muy diferentes a los calculados con los otros enfoques cuantitativos.

En la Figura 5-19 se presenta gráficamente la dispersión de los resultados obtenidos, en donde se observa una tendencia de los valores del índice GSI a encontrarse dentro de la franja que define una variación de  $GSI \pm 10$  puntos.

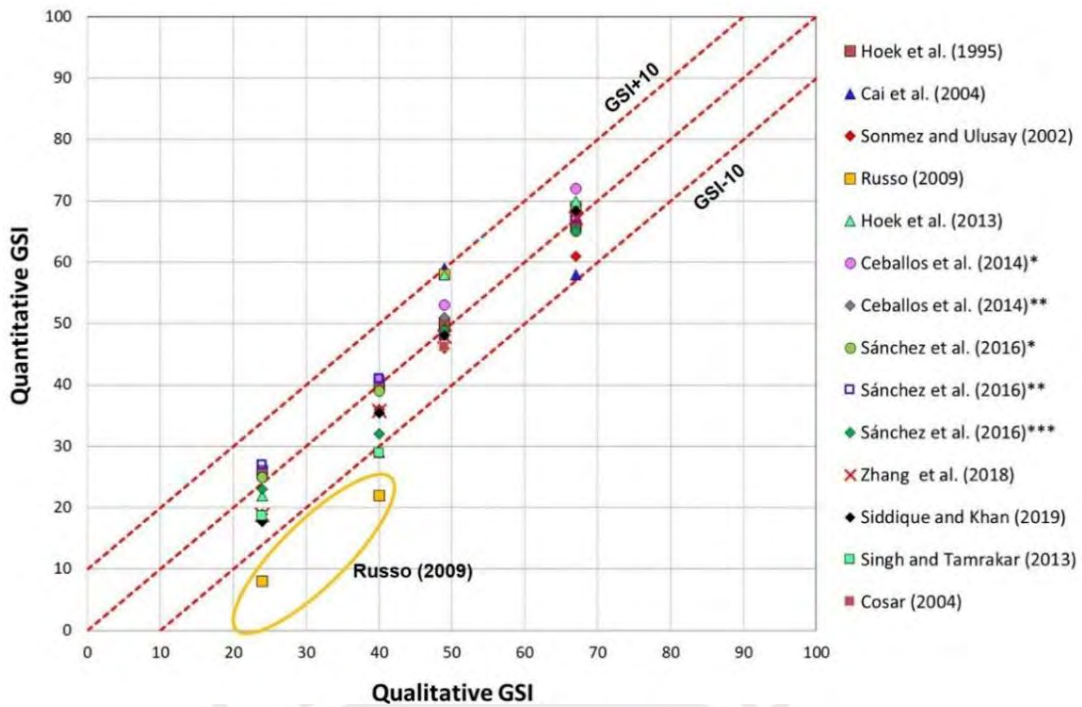


Figura 5-19: Dispersión de los valores de GSI calculados con enfoques cuantitativos

También se ha realizado un gráfico que incluye los resultados obtenidos en esta investigación y los resultados de estudios previos realizados por Hoek *et al.* (2013), Bertuzzi *et al.* (2016), Winn y Wong (2018) y Winn *et al.* (2019). El gráfico mencionado se presenta en la Figura 5-20, en donde se observa con más detalle la tendencia de los valores del GSI calculado con enfoques cuantitativos a encontrarse en la región definida por  $GSI_{\text{cuantitativo}} \pm 10$  puntos.

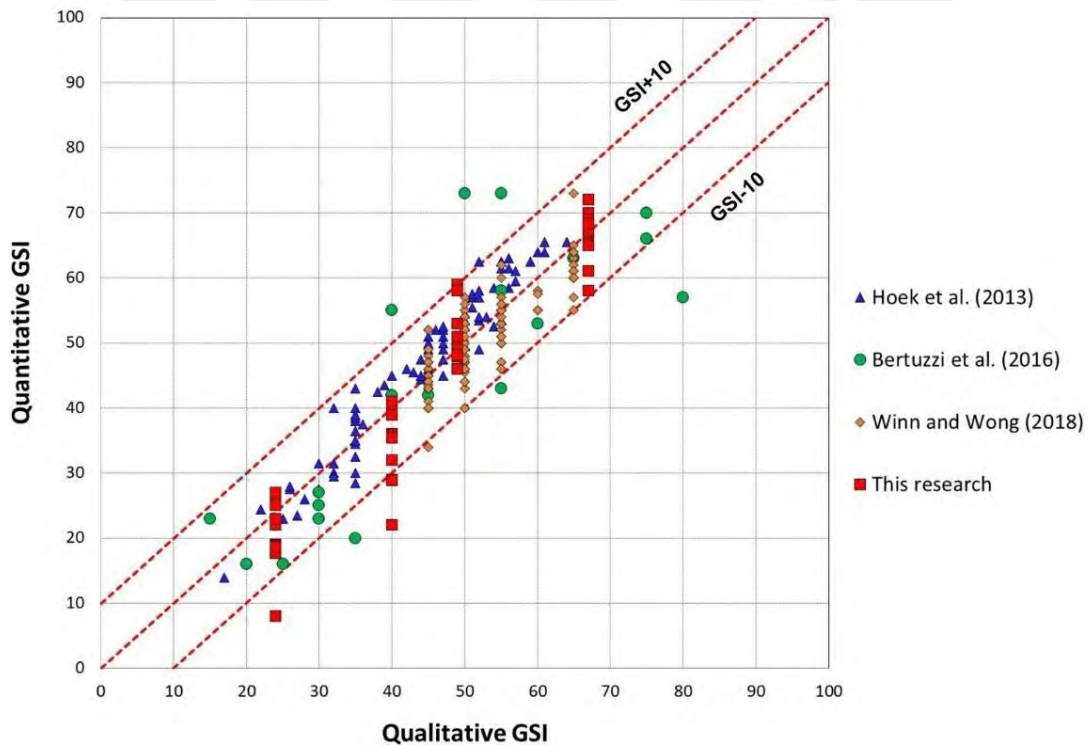


Figura 5-20: Compilación de los datos reportados por terceros y datos propios

Por otro lado, si se considera la gráfica de comparación entre el RMR' y el GSI (Figura 5-21), de manera similar a lo reportado por Ceballos *et al.* (2014) y Sánchez *et al.* (2016), se observa que la mayoría de los datos se encuentra dentro del rango sugerido por Ceballos *et al.* (2014), definido entre las líneas  $GSI = RMR' + 5$  y  $GSI = RMR' - 15$ .

Por lo que se verifica que este es el intervalo de confianza del índice GSI calculado a partir del RMR'. En esta grafica también se observa que los valores obtenidos con la formulación de Russo (2009) se encuentran fuera del intervalo de confianza indicado, proporcionando valores muy conservadores.

En la Figura 5-21 se observa también que los valores de GSI promedio obtenidos visualmente (enfoque cualitativo), se ajustan a la línea definida por la relación  $GSI = RMR' - 5$ , por lo que, de manera general, y en vista de los resultados obtenidos, constituye una aproximación bastante simple y confiable para el cálculo del GSI a partir del RMR'.

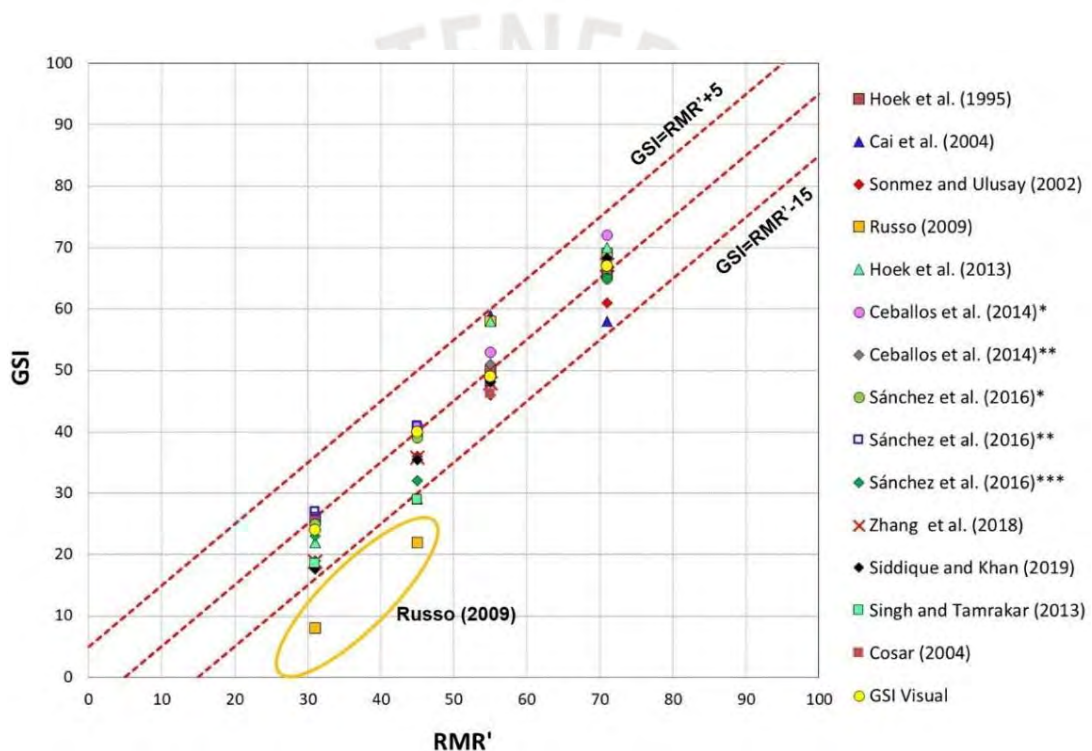


Figura 5-21: Comparación de resultados RMR' - GSI en los cuatro macizos rocosos evaluados

Finalmente, al combinar los datos de Ceballos *et al.* (2014), Sánchez *et al.* (2016) y los obtenidos en esta tesis (Figura 5-22), se observa que la tendencia de todos los datos es similar. Se confirma que el rango de confianza para calcular el GSI a partir del RMR' se encuentra entre  $GSI = RMR' + 5$  y  $GSI = RMR' - 15$ , tal como lo indicó Ceballos *et al.* (2014).

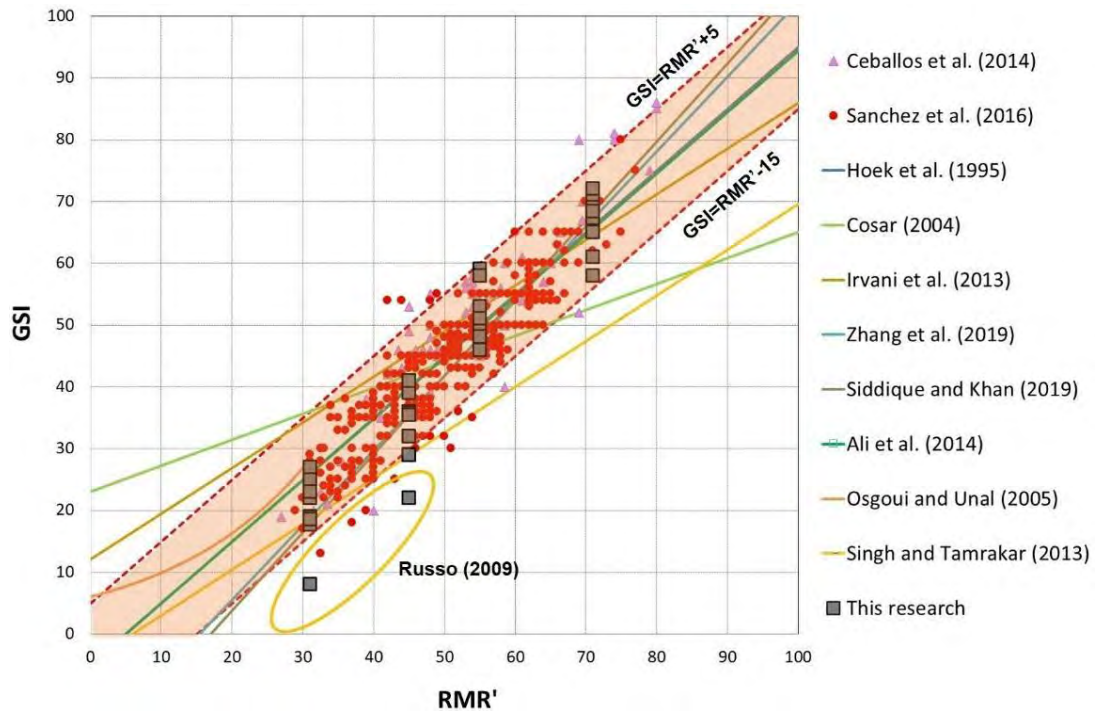


Figura 5-22: Compilado de los datos reportados por terceros y datos propios, relación GSI – RMR'

Por lo tanto, de este análisis se concluye que existen varias formulaciones cuantitativas para la evaluación del índice GSI<sub>0</sub>, las cuales consideran como parámetros de entrada al volumen de bloque, RQD, RMR', JCond<sub>89</sub>, etc., se ha observado que en general estas formulaciones presentan una buena aproximación respecto a los valores de GSI obtenidos visualmente o cualitativos, sin embargo, hay otros casos en los que la diferencia de valores supera los 10 puntos, estas diferencias generalmente están asociadas al uso de la formulación de Russo (2009), la cual debe ser aplicada con precaución por proporcionar valores más conservadores.

En consecuencia, la aplicación de las formulaciones de Hoek *et al.* (2013), Cai *et al.* (2004), Sonmez y Ulusay (2002) y las relaciones GSI-RMR' son adecuadas ya que presentan valores aceptables de coeficientes de variación (COV). Resaltando que la formulación de Sonmez y Ulusay (2002) ha sido definida para su aplicación exclusiva en el estudio de estabilidad de taludes. Además, como ya se ha mencionado, estas formulaciones deben ser utilizadas con precaución teniendo en cuenta las características de los macizos rocosos sobre los cuales han sido definidas.

Finalmente, en esta tesis se ha optado por utilizar la formulación de Hoek *et al.* (2013) ya que es la única de las mencionadas que pertenece a la línea de desarrollo original del criterio de Hoek-Brown, y que además está definida en términos de parámetros de uso común y bien definidos en la mecánica de rocas.

# CAPÍTULO VI. CUERPO DE LA INVESTIGACIÓN: RESULTADOS OBTENIDOS Y PROPUESTA DE FORMULACIÓN PARA EL ÍNDICE GSI ESCALADO (GSI<sub>E</sub>)

## 6.1 RESULTADOS OBTENIDOS

En el presente capítulo se presentan los resultados obtenidos de los modelamientos realizados, los cuales han permitido calcular los valores del factor de escala  $k$  para una serie de taludes hipotéticos definidos por las propiedades presentadas en la Tabla 5-6.

En la Figura 6-1 se presentan todos los resultados obtenidos para todas las combinaciones consideradas, en el gráfico se han planteado por valores de  $k$  y de la relación  $H/e$ , diferenciándolas con diferentes colores en función de la condición de discontinuidades. Las salidas gráficas de los modelamientos realizados se presentan en el Anexo II.

En una primera inspección del gráfico de la Figura 6-1, se observa que aparentemente no hay una tendencia seguida por los resultados que nos permita definir alguna correlación general, y que para determinados valores de  $H/e$  se tiene un amplio rango de valores de  $k$  asociados, lo cual indicaría que este parámetro presenta una gran dispersión.

Sin embargo, en este gráfico si se puede observar que los valores correspondientes a la condición de fracturas muy buena (triángulos rojos) tienden a ubicarse en la parte superior del gráfico, y que los valores correspondientes a la condición de fracturas muy mala (círculos amarillos) se ubican en la parte inferior del gráfico.

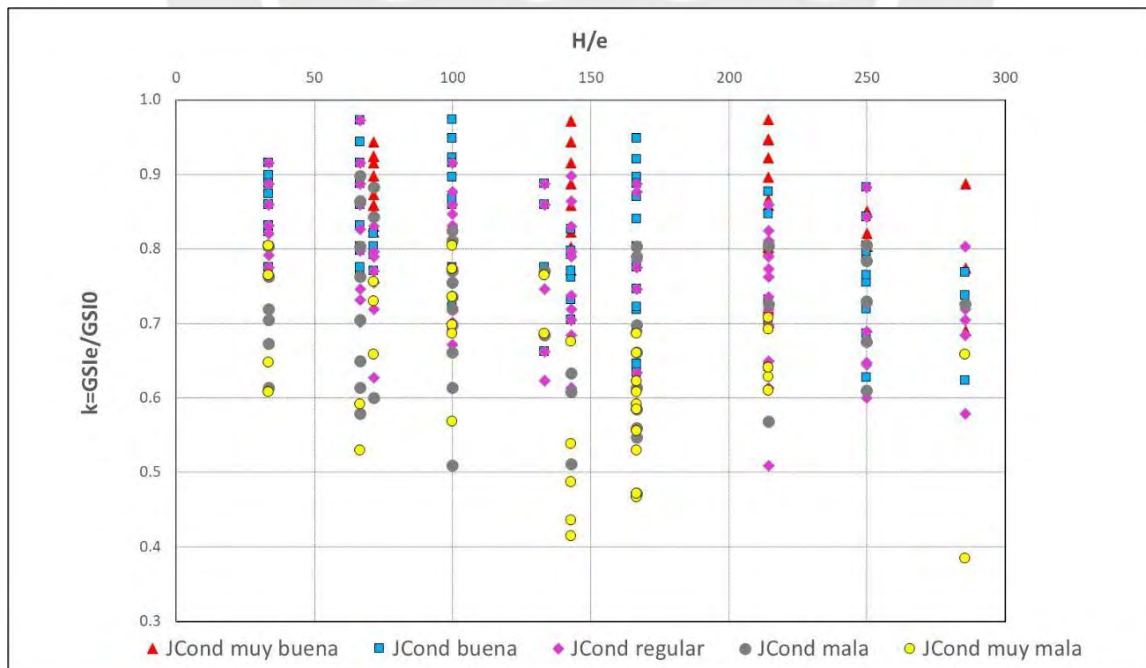


Figura 6-1: Resultados de todos los casos analizados

Debido a esta consideración, con la finalidad de buscar alguna tendencia en los resultados obtenidos, se ha dividido el gráfico de resultados totales en cinco gráficos, correspondientes a las condiciones de discontinuidades muy buena, buena, regular, mala y muy mala. Además, se observó que en estos sub gráficos los resultados que corresponden a modelos numéricos que involucran las redes de fracturas con la discontinuidad F1 (discontinuidad buzando desfavorablemente respecto al talud) se ubican en la parte inferior, y los modelos que no incluyen al sistema F1 se ubican en la parte superior del gráfico. Los gráficos mencionados se presentan en las Figuras 6-2, 6-3, 6-4, 6-5 y 6-6.

En estos sub gráficos si ha sido posible identificar una tendencia en los resultados definidos para cada grupo de condición de juntas, separando además los resultados que incluyen o no al sistema F1. Estas líneas de tendencia se presentan punteadas de rojo y verde en las figuras mencionadas. De manera general se observa que cuando mayor es la relación  $H/e$ , el valor de  $k$  tiende a ser menor, lo que implica una corrección de escala mayor. Por otro lado, la presencia del sistema F1 incrementa la reducción del valor de  $GSI_0$  (es decir, reduce el valor de  $k$ ).

Se observa que de no considerar el sistema F1, los valores de  $k$  más desfavorables que se estarían obteniendo son del orden de 0.6, siendo notablemente menor en algunos de los casos en que si se considera el sistema F1. Es decir, hay una componente direccional muy importante a tener en cuenta en la reducción del índice  $GSI_0$ , de manera similar a lo definido por Baczynski (2019, 2020).

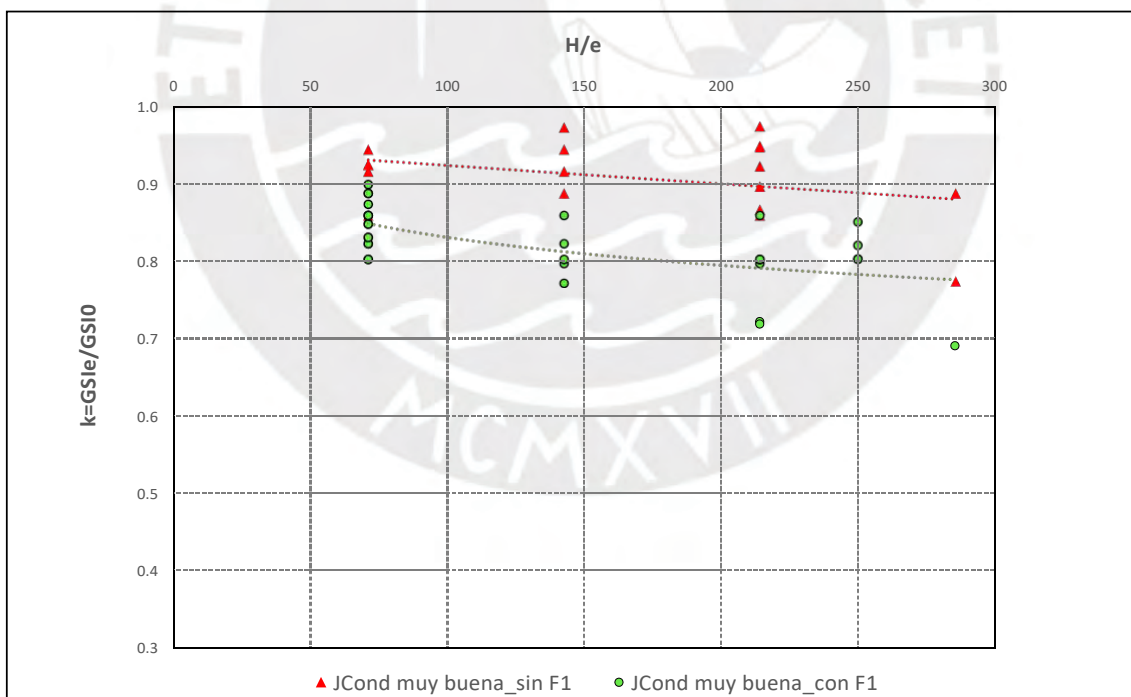


Figura 6-2: Resultados obtenidos – condición de fracturas: muy buena. La línea de tendencia roja indica los resultados en los que no se incluyó al sistema de fracturas F1, y la línea de tendencia verde indica los resultados en los que si se incluyó el sistema de fracturas F1.

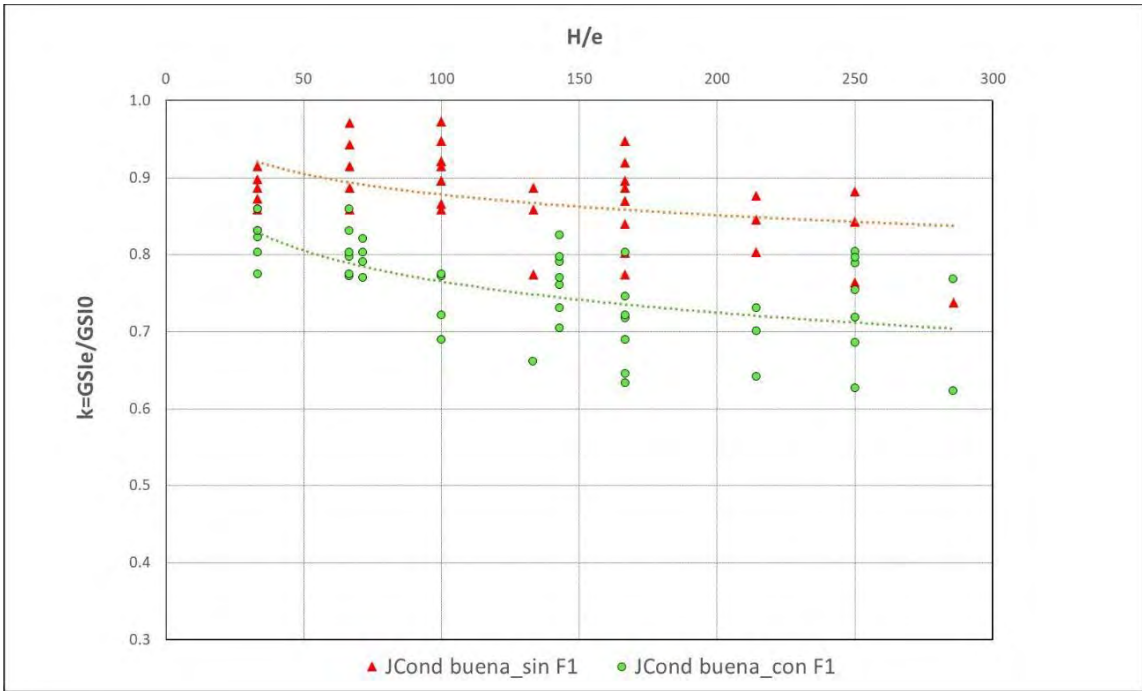


Figura 6-3: Resultados obtenidos – condición de fracturas: buena. La línea de tendencia roja indica los resultados en los que no se incluyó al sistema de fracturas F1, y la línea de tendencia verde indica los resultados en los que si se incluyó el sistema de fracturas F1.

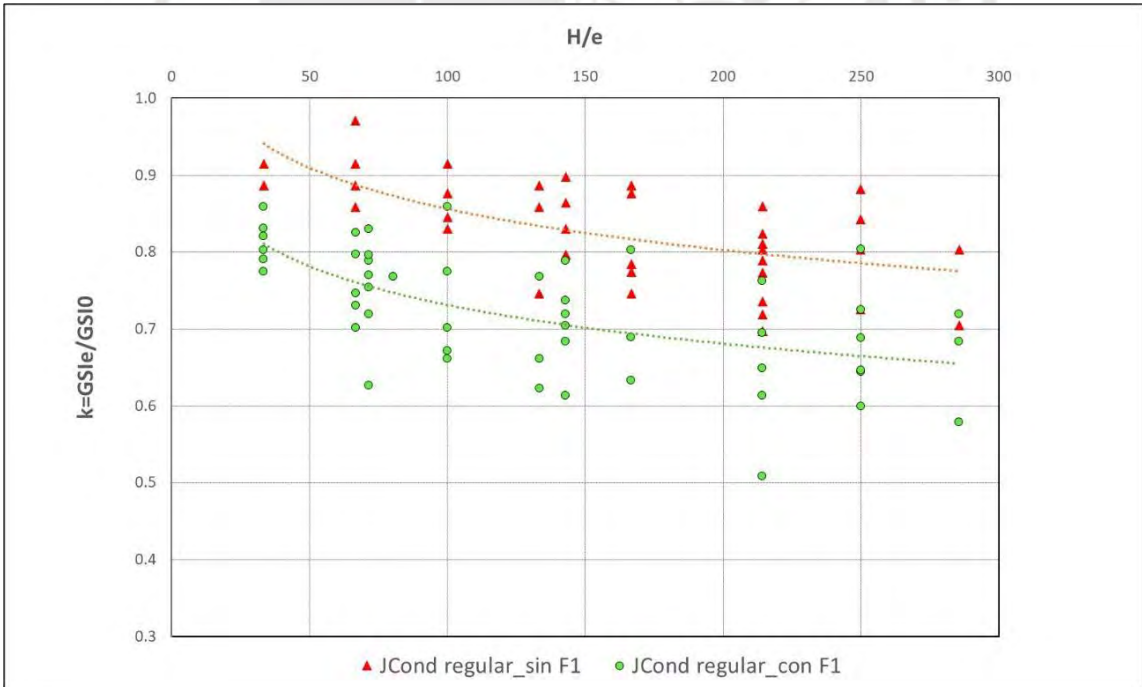


Figura 6-4: Resultados obtenidos – condición de fracturas: regular. La línea de tendencia roja indica los resultados en los que no se incluyó al sistema de fracturas F1, y la línea de tendencia verde indica los resultados en los que si se incluyó el sistema de fracturas F1.

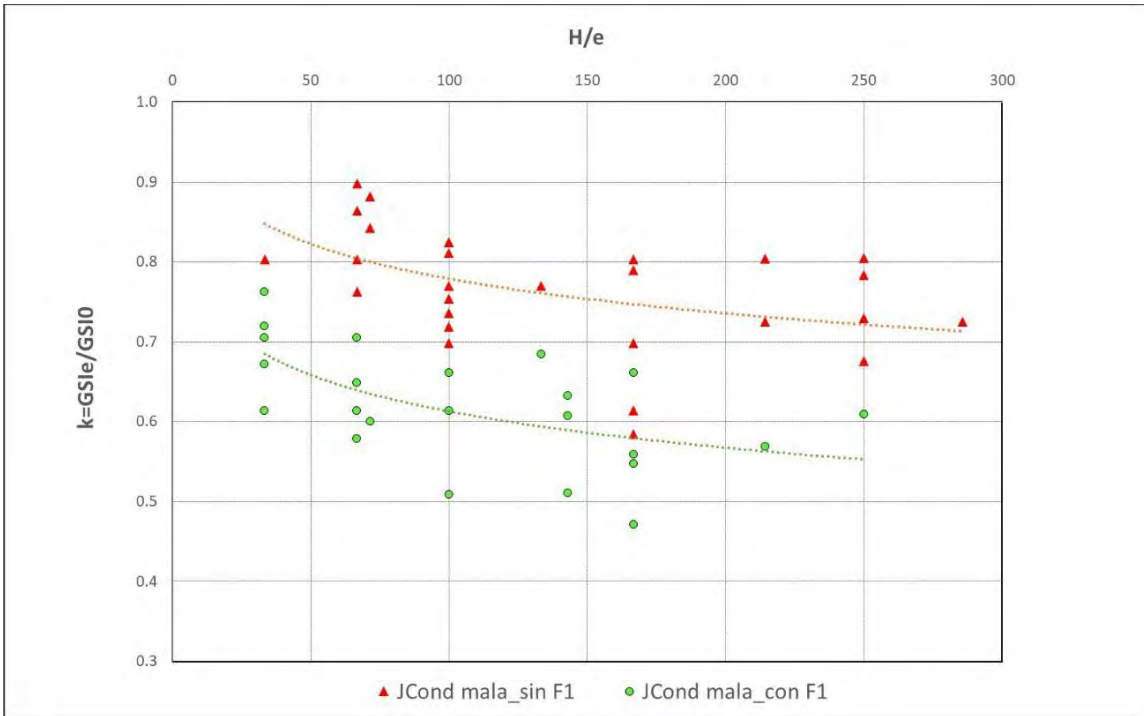


Figura 6-5: Resultados obtenidos – condición de fracturas: mala. La línea de tendencia roja indica los resultados en los que no se incluyó al sistema de fracturas F1, y la línea de tendencia verde indica los resultados en los que si se incluyó el sistema de fracturas F1.

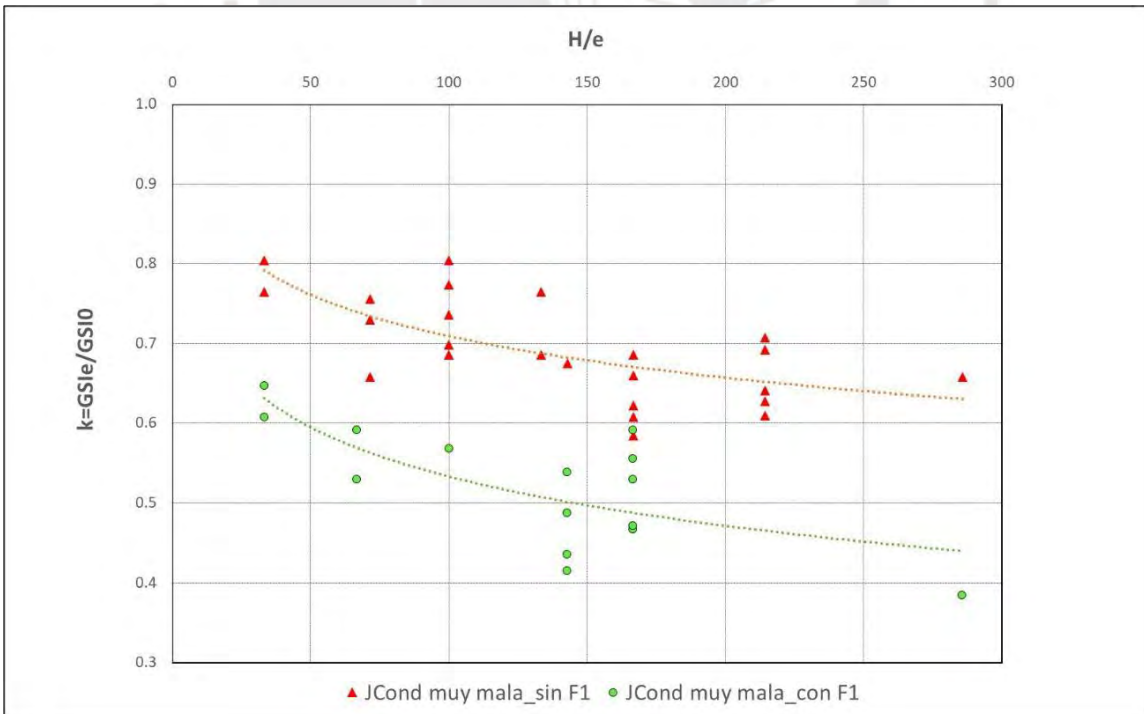


Figura 6-6: Resultados obtenidos – condición de fracturas: muy mala. La línea de tendencia roja indica los resultados en los que no se incluyó al sistema de fracturas F1, y la línea de tendencia verde indica los resultados en los que si se incluyó el sistema de fracturas F1.

## 6.2 FORMULACIÓN PROPUESTA

A partir de los sub gráficos presentados anteriormente, es evidente que la formulación propuesta del factor de escala  $k$  debe de estar definida en términos de la relación  $H/e$ , de la condición de las fracturas, de la presencia o no del sistema F1 (direccionalidad) y del valor de  $GSI_0$ .

Por lo tanto, se plantea la siguiente formulación:

$$k = m_0 m_1 m_2 \left(\frac{H}{e}\right)^{-m_3 m_4} - m_5 \quad (6.1)$$

Donde se tienen los siguientes valores de los parámetros involucrados:

- $m_0$  : depende de la altura del talud,
- $m_1$  : depende de las características de la roca intacta,
- $m_2$  : depende de la continuidad de las discontinuidades,
- $m_3$  : depende de la direccionalidad,
- $m_4$  : depende de la condición de las discontinuidades,
- $m_5$  : depende del  $GSI_0$ ,
- $H$  : altura del talud,
- $e$  : espaciamiento promedio entre fracturas.

Los parámetros  $m_3$  y  $m_4$  han sido estimados en función de las curvas presentadas anteriormente (Figura 6-2 a Figura 6-6), en donde el signo negativo en el exponente indica una mayor reducción de  $k$  en el caso en que el sistema de fracturas F1 está presente.

Por otro lado, los parámetros  $m_0$ ,  $m_1$  y  $m_2$  son factores de ajuste que se han obtenido de la comparación de los valores de  $k$  obtenidos directamente en los análisis con las redes de fracturas ( $k_{real}$ ), y los valores de  $k$  obtenidos con la formulación planteada ( $k_{calculado}$ ).

La descripción de los valores calibrados de los parámetros que intervienen en la formulación se presenta en los siguientes apartados.

- **Parámetro  $m_0$**

Se ha tenido en cuenta la recomendación de Hoek *et al.* (2013), la que indica: “Este ábaco ( $GSI$ ) aplica para túneles de 10 m de luz o abertura y taludes de alturas menores que 20 m. Para grandes cavernas y taludes considerar reducir el  $GSI$  para tener en cuenta el decremento de la interconexión de los bloques”.

Por este motivo, en la recomendación presentada en la Tabla 6-1, se ha considerado un valor de  $m_0$  mayor para el caso de taludes con menos de 20 m de altura, con la finalidad de evitar reducir en exceso el valor de  $k$  en esta escala de análisis, en donde los valores de reducción deberían estar próximos a la unidad, o incluso ser iguales a 1.

De no considerar  $m_0=2.0$  en estos casos, los valores de reducción en taludes de altura menor de 20 m serían muy conservadores de acuerdo con la formulación planteada.

Tabla 6-1: Valoración por la altura del talud  $H - m_0$

Altura del talud	$m_0$
$H > 20$ m	1.00
$H \leq 20$ m	2.00

- **Parámetro  $m_1$**

Este parámetro depende de las propiedades de la roca intacta, se ha considerado como límite el valor de  $m_i=19$ , de manera similar a lo considerado por Baczynski (2019, 2020) en la definición del GSI direccional.

De acuerdo con los ocho grupos de combinaciones UCS- $m_i$  utilizados para la definición de los casos hipotéticos (Tabla 5-1, Marinós y Carter, 2018), se ha optado por dividirlos en dos grupos en torno al valor de  $m_i=19$ .

En los resultados obtenidos se ha observado que, en igualdad de condiciones, el factor de escala  $k$  para valores de  $m_i$  mayores que 19 ha resultado ser 15% mayor ( $m_1=1.15$ ) respecto al resto de casos ( $m_1=1.00$ ), lo cual a su vez indica una menor penalización del índice GSI (Tabla 6-2).

Tabla 6-2: Valoración por características de la roca intacta -  $m_1$

$m_i$	$m_1$
$m_i > 19$	1.15
$m_i \leq 19$	1.00

- **Parámetro  $m_2$**

Este parámetro depende de la continuidad de los sistemas de fracturas del macizo rocoso (persistencia), el cual es estimado en los afloramientos rocosos. Se consideraron como límites de la persistencia para la definición del parámetro  $m_2$  a los valores sugeridos por la ISRM (Brown, 1981).

Cuando la persistencia de las fracturas es mayor, entonces mayor será la penalización del valor de  $k$  en comparación a macizos rocosos que presentan puentes de roca intacta. Incluso la penalización puede ser aún mayor si estas fracturas se encuentran buzando desfavorablemente respecto al talud, lo cual se refleja en el parámetro  $m_3$ .

En los resultados obtenidos se ha observado que, en igualdad de condiciones, el factor de escala  $k$  para longitudes de fracturas de muy baja continuidad ( $< 1$  m) ha resultado ser 11% mayor ( $m_2=1.11$ ) respecto al caso con fracturas de muy alta continuidad, en el orden de los 20 m ( $m_2=1.00$ ), lo cual a su vez indica una menor penalización del índice GSI (Tabla 6-3).

Tabla 6-3: Valoración por características de la continuidad –  $m_2$

Continuidad (m)	$m_2$
20	1.00
10	1.05
1	1.11

- **Parámetro  $m_3$**

Corresponde al parámetro que depende de la direccionalidad de las fracturas. En igualdad de condiciones, cuando se tiene la presencia de un sistema de fracturas que se encuentra buzando desfavorablemente respecto al talud (F1), entonces el valor de  $k$  se reducirá en mayor medida por efectos de la direccionalidad.

Es necesario indicar que la medición de la orientación de las fracturas no es parte de la definición original del GSI, por lo tanto, para la aplicación del parámetro  $m_3$  será necesario adicionalmente identificar la presencia de las fracturas correspondientes al sistema F1. En algunas ocasiones esta familia de fracturas no puede ser identificadas en los afloramientos rocosos, por ejemplo, cuando presentan una dirección de buzamiento similar al talud de corte, en estos casos es recomendable apoyarse en información obtenida de afloramientos rocosos correspondientes al mismo dominio estructural, pero con distinta orientación, o en perforaciones diamantinas cercanas.

Las líneas de tendencia mostradas en los gráficos de las Figura 6-2 a 6-6 (relaciones  $H/e - k$ ) se ajustan a una curva exponencial, la cual tiende a reducir su pendiente cuando se incrementan los valores de  $H/e$ . Un comportamiento similar se observa en los estudios de Elmo y Stead (2016) y Schlotfeldt *et al.* (2017), quienes evaluaron la resistencia del macizo rocoso en función del tamaño de muestra analizada, para lo cual se utilizó el enfoque del Macizo Rocosos Sintético (SRM). De esta manera, en función del tamaño de la muestra, se pudo definir un valor de GSI equivalente (Figura 6-7).

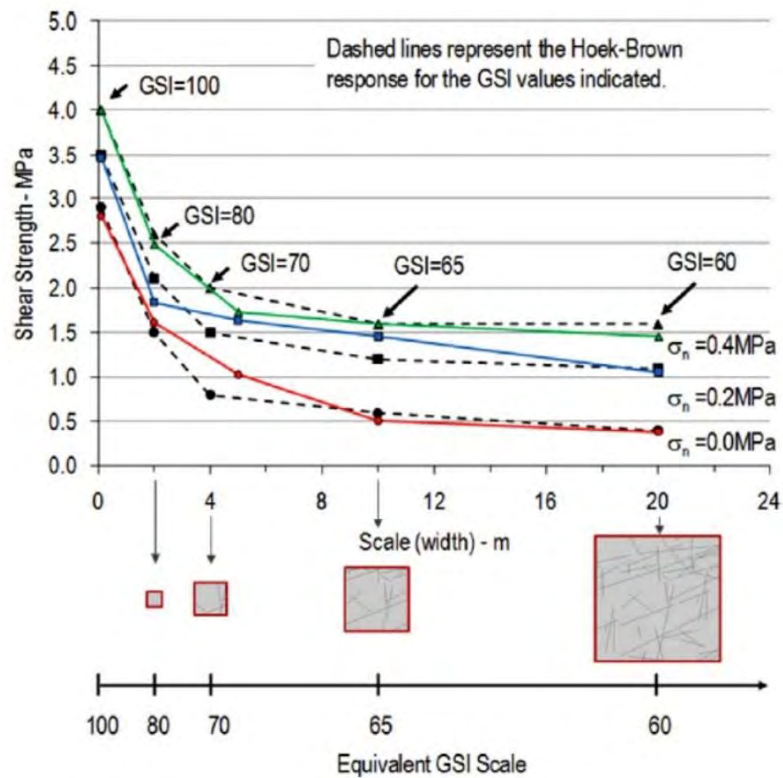


Figura 6-7: Variación de la resistencia del macizo rocoso respecto al tamaño de la muestra o GSI equivalente (Schlotfeldt *et al.*, 2017)

Para cada una de las curvas se evaluó el rango de los exponentes de  $H/e$  correspondientes a la condición de las discontinuidades muy buena, buena, regular, mala y muy mala, y se observó que en el caso de presentar el sistema F1 (sistema con orientación desfavorable), el exponente que afecta a  $H/e$  es aproximadamente el doble que el obtenido sin considerar F1.

Debido a que el exponente de  $H/e$  tiene signo negativo en la Ecuación 6.1, el tener un exponente mayor (debido a la presencia de F1), equivale a que el valor de  $k$  sea menor, y por consiguiente la penalización del GSI será mayor en este caso.

Tabla 6-4: Valoración por direccionalidad –  $m_3$

Presencia de discontinuidades con buzamiento desfavorable	$m_3$
Si	1.00
No	0.50

- **Parámetro  $m_4$**

Este parámetro depende de la condición de las juntas. Para cada categoría de condición de las discontinuidades se observó que el mejor ajuste de las curvas obtenidas corresponde a una curva exponencial (Figura 6-2 a 6-6), por este motivo

se evaluó el rango del exponente que afecta al factor H/e para cada categoría, lo cual viene representado por el factor  $m_4$ .

En los gráficos mencionados se observa que cuando la calidad de las discontinuidades es más baja, entonces la reducción por efectos de escala es mayor.

Tabla 6-5: Valoración por condición de discontinuidades –  $m_4$

Condición de discontinuidades	Rango	Promedio
Muy buena	0.03 – 0.07	0.05
Buena	0.04 – 0.10	0.07
Regular	0.05 – 0.13	0.09
Mala	0.08 – 0.15	0.12
Muy mala	0.10 – 0.18	0.14

- **Parámetro  $m_5$**

El parámetro  $m_5$  depende del valor de  $GSI_0$  y actúa como un factor de corrección, el cual evita obtener valores de  $k$  elevados (incluso, cercanos a la unidad) para valores de  $GSI_0$  bajos.

$$m_5 = 0.43 - 0.006GSI_0 \geq 0 \quad (6.2)$$

Además, para un mejor ajuste, si la altura del talud es menor que 20 m,  $m_5$  se considera igual a 0.

# **CAPÍTULO VII. CUERPO DE LA INVESTIGACIÓN:** **APLICACIÓN Y VALIDACIÓN DE LA FORMULACIÓN** **PROPUESTA**

## **7.1 GENERALIDADES**

Para la aplicación y validación de la formulación propuesta, se han considerado cuatro análisis de taludes que han fallado y cuya documentación se encuentra disponible en la literatura técnica, tales como los reportados por Sonmez y Ulusay (1999, 2002) y estudiados posteriormente por Dinc *et al.* (2011), quienes han realizado análisis retrospectivos de la rotura en taludes en macizos rocosos que se encuentran ubicados en distintas minas en Turquía, con la finalidad de estudiar las modificaciones del índice GSI y su aplicación en el análisis de estabilidad de taludes.

Es necesario indicar que cuando se realizó el estudio de Sonmez y Ulusay (1999), aún no se había publicado la actualización del criterio de rotura de Hoek-Brown del año 2002, por lo que el daño del macizo rocoso debido a las voladuras no se encontraba definido en función del parámetro D, esta consideración fue actualizada en las publicaciones de Sonmez y Ulusay (2002) y Dinc *et al.* (2011).

También se han adicionado tres taludes naturales altos en macizos fracturados, ubicados en Ancash – Perú (caso 5), de los que se cuenta con información sobre el sistema de fracturamiento, condiciones geométricas y propiedades de resistencia al corte de las discontinuidades. En este caso, a diferencia de los mencionados anteriormente, los taludes no han fallado, por lo que la validación se realizará calibrando el valor de GSI con los resultados obtenidos mediante el modelo numérico con redes de fracturas.

## **7.2 DESCRIPCIÓN DE LOS CASOS DE APLICACIÓN**

### **7.2.1 CASO 1: ROTURA DE TALUD CON CARGA EXTERNA (MINA ESKIHISAR)**

Este caso historia implica la inestabilidad de un talud de la mina Eskihisar (Yatagan-Mugla), la cual es una mina de carbón ubicada en el suroeste de Turquía. De acuerdo con Sonmez y Ulusay (1999, 2002), el deslizamiento ocurrió debido a la presencia de cargas externas por la construcción de una pila de escombros temporal en la parte alta del talud, tal como se presenta esquemáticamente en la Figura 7-1.

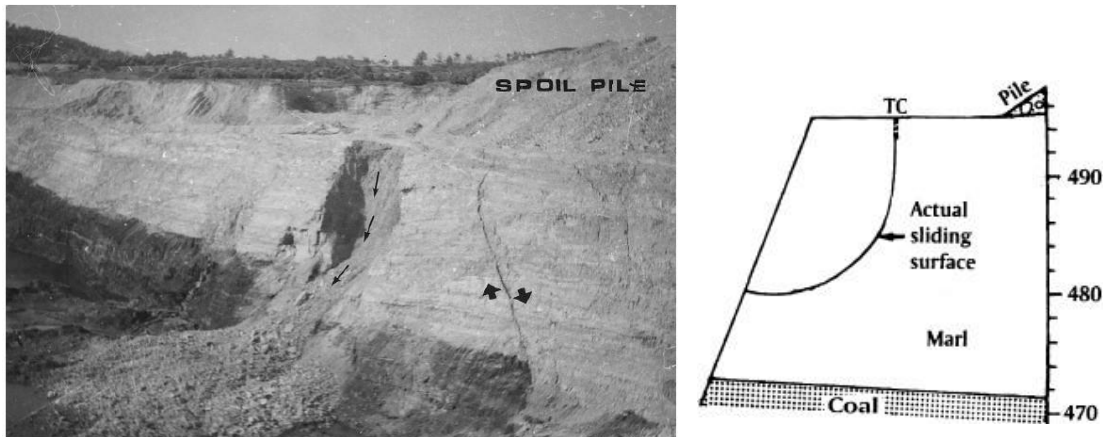


Figura 7-1: Deslizamiento en pared de la mina Eskihisar (Sonmez y Ulusay, 1999)

El talud deslizado fue excavado en margas, la cual se encuentra sobre el manto de carbón, con un espesor de 15 a 20 m. El macizo rocoso presenta tres sistemas de fracturas dominantes, los cuales son altamente persistentes (alrededor de 8 m de continuidad) y se desarrollan de manera paralela o subparalela a fallas normales que atraviesan los depósitos terciarios.

La presencia de sistemas de discontinuidades transversales, fallas geológicas y planos con orientación desfavorable respecto al talud, dan como resultado un macizo rocoso intensamente fracturado. Además, se observó que el nivel de agua subterránea se eleva por encima del manto de carbón y tiende a descender hacia el contacto margas – carbón, sin embargo, en el momento de la rotura el talud se encontraba seco.

Respecto a las propiedades de resistencia del macizo rocoso (marga), se indica que la resistencia a la compresión uniaxial promedio (UCS) es de 4.15 MPa, el valor de  $m_i$  de las muestras de marga intacta de 9.87, el peso unitario para el material de escombros y para las margas fue de 13 y 16 kN/m<sup>3</sup> respectivamente, los cuales fueron reportados en los retroanálisis realizados por Ulusay (1991) y Sonmez *et al.* (1997).

## 7.2.2 CASO 2: ROTURA DE UN TALUD DE BARITA (MINA BASKOYAK)

Ulusay y Yucel (1989) realizaron un proyecto integral de estabilidad de taludes en la mina a cielo abierto de Baskoyak, en el oeste de Anatolia (Turquía) entre 1987 y 1988. Con base en la información de perforaciones geotécnicas, se concluyó que se tienen dos tipos de esquistos en la zona del proyecto, el primer tipo consiste en un esquisto muy fracturado con presencia de discontinuidades estrechamente espaciadas y presencia de planos de esquistocidad (Figura 7-2), y el segundo tipo corresponde a un esquisto degradado en diferentes grados.



Figura 7-2: Vista del esquisto intensamente fracturado, se observan sistemas de discontinuidades estrechamente espaciadas y planos de esquistosidad (Sonmez y Ulusay, 1999)

Debido a la naturaleza fuertemente fracturada del esquisto, se consideró que el macizo rocoso era homogéneo e isotrópico, con un espaciamiento entre fracturas de 0.04 m en todas las direcciones y, por lo tanto, el valor de  $J_v$  de la roca fue estimado en 75. El peso unitario del macizo rocoso y su resistencia a la compresión uniaxial, se estimaron en 22.2 kN/m<sup>3</sup> y 5.2 MPa respectivamente.

No se encontraron señales de agua subterránea en las perforaciones geotécnicas ni en los bancos del talud, por lo tanto, el talud se consideró seco para las evaluaciones de estabilidad.

Una de las roturas en el macizo rocoso intensamente fracturado se produjo a lo largo de una superficie circular bien definida, la cual fue evaluada mediante un retroanálisis por Sonmez y Ulusay (1999) y se presenta en la Figura 7-3.

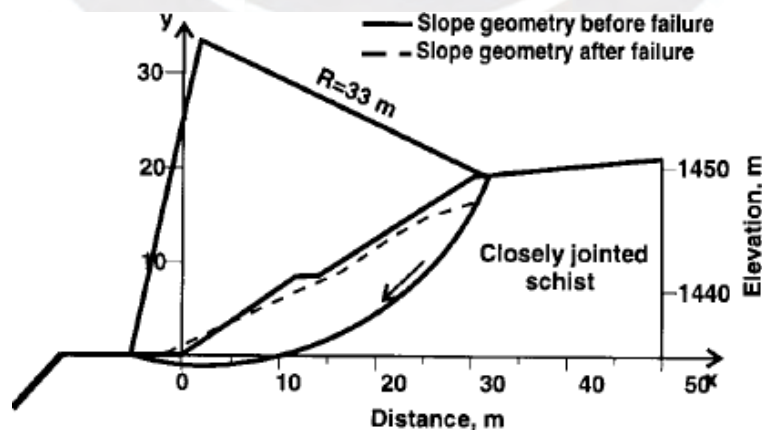


Figura 7-3: Geometría del talud antes y después de la rotura, se observa la superficie de deslizamiento circular en el esquisto intensamente fracturado (Sonmez y Ulusay, 1999)

### 7.2.3 CASO 3: ROTURA DE TALUD EN EL TAJO ABIERTO KISKADERE

Sonmez y Ulusay (1999) realizaron el estudio de la inestabilidad del talud del tajo abierto de Kiskadere ubicado en la cuenca de lignito de Soma, en el oeste de Turquía. La Figura 7-4 muestra la geometría del talud luego de producirse la rotura, en la que una sola capa delgada de carbón con un espesor de 4.5 m está superpuesta por una secuencia conformada por margas compactas y arcilla blanda. Las observaciones en la superficie del talud y de los registros disponibles indicaron que el agua subterránea estaba por debajo de la rotura del macizo rocoso, y el manto de carbón actuó como un acuífero. La roca margosa tiene una resistencia a la compresión uniaxial de 40 MPa y un valor de  $m_i$  de 9.04 respectivamente.



Figura 7-4: Rotura del talud en el tajo abierto Kiskadere (Sonmez y Ulusay, 1999)

De acuerdo con lo observado, la superficie de deslizamiento real tiene forma circular y se desarrolló a través del macizo rocoso de margas compactas y a lo largo del lecho de arcilla, por encima del de la veta de carbón, tal como se presenta en la Figura 7-5. Los planos de estratificación están buzando con dirección contraria al talud. El macizo rocoso se encuentra intensamente fracturado, con tres sistemas de discontinuidades con poco o moderado espaciamiento, además de la presencia de planos de estratificación en la secuencia margosa (Sonmez y Ulusay, 1999).

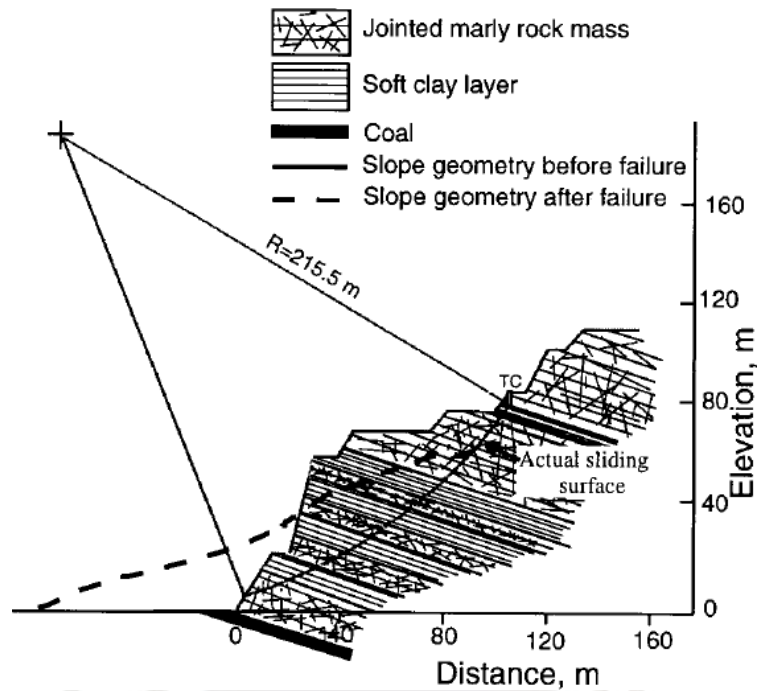


Figura 7-5: Sección transversal que ilustra la geometría del talud antes y después de la rotura, además de la orientación de la estratificación (Sonmez y Ulusay, 1999)

#### 7.2.4 CASO 4: ROTURA DE TALUD CAYELI - KATAMPASA

Dinc *et al.* (2011) reportaron el estudio de la inestabilidad de un talud de roca andesita ubicado entre Cayeli y Katampasa en el este de Turquía. El talud fue excavado como cantera para la producción de rocas para la construcción de carreteras, por lo que el material ha sido afectado por voladuras controladas. No se observó la presencia de agua durante la evaluación. En la Figura 7-6 se presenta una fotografía del talud, en el que se observa que está conformado por dos horizontes bien diferenciados, la parte superior del talud se encuentra moderadamente alterada, mientras que la parte inferior del talud presenta una alteración ligera a moderada, en esta fotografía también se puede observar la superficie de deslizamiento del talud.



Figura 7-6: Vista general del talud Cayeli - Katampasa (Dinc *et al.*, 2011)

En la Figura 7-7 se observa la representación esquemática de la superficie de rotura del talud, que ha sido utilizada posteriormente para realizar los retroanálisis.

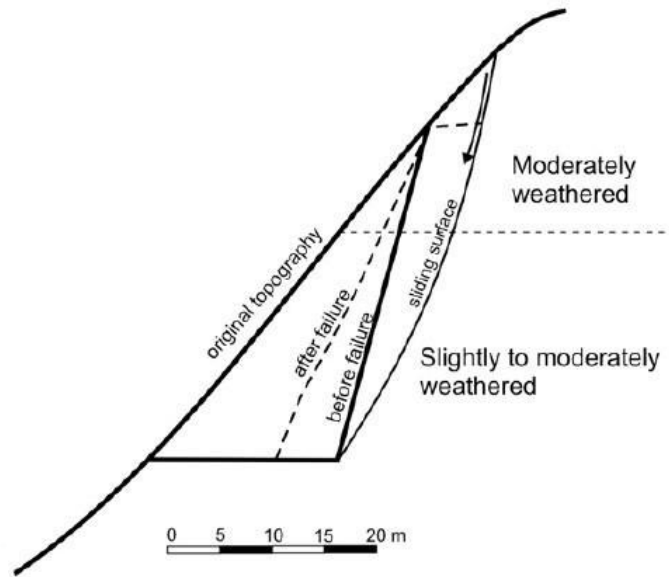


Figura 7-7: Geometría del talud Cayeli – Katampasa antes y después de la rotura (Dinc *et al.*, 2011)

Las propiedades de los macizos rocosos de los casos 1, 2, 3 y 4 presentados en los estudios de Sonmez y Ulusay (1999) y Dinc *et al.* (2011), se presentan resumidamente en la Tabla 7-1.

En los cuatro casos de análisis mencionados se tiene información referente a la superficie de rotura del talud, así como sus características geométricas y de la caracterización geomecánica de los macizos rocosos, lo cual va a permitir realizar el estudio de la reducción de GSI por efectos de escala en condiciones de rotura ( $FS=1.0$ ).

Tabla 7-1: Resumen de los casos de análisis

Parámetro	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	
Lugar (mina)	ESKIHISAR	BASKOYAK	KISKAKDERE	CAYELI - KAPTANPASA	
Litología	Marga	Esquisto	Marga compacta intercalada con arcilla blanda	Andesita	
Espaciamiento (m)	S <sub>1</sub> = 0.71, S <sub>2</sub> = 0.82 S <sub>3</sub> = 1.26, S <sub>b</sub> = 0.65	S <sub>x,y,z</sub> = 0.04 (tres sistemas de juntas)	S <sub>1</sub> = 0.75, S <sub>2</sub> = 1.07 S <sub>3</sub> = 0.13, S <sub>b</sub> = 0.40	S = 0.35 (tres sistemas de juntas)	
Condición de discontinuidades y puntajes	Superficies rugosas (1) Ligeramente alterada (5) Relleno suave < 5 mm (2)	Superficies lisas (1) Fuertemente alterada (1) Relleno suave < 5 mm (2)	Superficies rugosas (1) Ligeramente alterada (5) Relleno suave < 5 mm (2)	Parte superior: Superficie ligeramente rugosa (3) Moderadamente alterada (3), Relleno suave < 5 mm (2)	Parte inferior: Superficie ligeramente rugosa (3) Ligera a moderadamente alterada (4) Relleno suave < 5 mm (2)
J <sub>v</sub>	6.1	75.0	12.5	8.6	8.6
SR	63	4.2	42	42.2	42.2
SCR	8	4	8	8	9
GSI	43	16	37	37	40
RMR <sub>89</sub>	50-62 (53)	20.6	40-47 (43)	-	-
RQD (%)	37-98	0	90-95	-	-
UCS (MPa)	4.15	5.20	40.00	62.7	90.8
m <sub>i</sub>	9.87	7.0	9.04	24.0	24.0
Densidad (kN/m <sup>3</sup> )	16.1	23.6	21.0	24.0	24.0
E (GPa)	2.0	9.0	9.0	22.0	30.0
D (Sonmez y Ulusay, 2002)	1.00	0.70	0.93	0.93	0.93
df (Sonmez y Ulusay, 1999)	0.80	0.97	0.90	0.90	0.90

**Notas:** (1) Esta tabla se ha elaborado con base a la información contenida en Sonmez y Ulusay (1999) complementada con información de Dinc *et al.* (2011)

(2) S<sub>1</sub>, S<sub>2</sub> y S<sub>3</sub> son los espaciamientos de los sistemas de juntas, S<sub>b</sub> se refiere al espaciamiento de la estratificación

(3) GSI ha sido estimado de acuerdo a la formulación de Sonmez y Ulusay (1999), df se refiere al factor de disturbancia (Sonmez y Ulusay, 1999), y D se refiere al factor de disturbancia por efecto de voladuras definido en el criterio de rotura generalizado de Hoek *et al.* (2002).

## 7.2.5 CASO 5: ESTABILIDAD DE TALUDES NATURALES DE CALIZA (ANCASH-PERÚ)

A diferencia de los casos 1, 2, 3 y 4, en los que se han estudiado taludes excavados que han fallado, en este caso se presenta el análisis de un talud natural estable, con una altura considerablemente mayor que en los casos anteriores. Estos taludes se encuentran cercanos al centro poblado Ayash (San Marcos-Huari-Ancash-Perú), sobre el acceso que comunica dicho centro poblado con la Mina Antamina. Este sector es afectado constantemente por caída de bloques rocosos, sin embargo, los taludes globales son estables.

El macizo rocoso está conformado por roca caliza, con tres sistemas de discontinuidades principales, un GSI de 58, RQD de 60, resistencia a la compresión de 66 MPa,  $m_i$  de 11, peso unitario de 25 kN/m<sup>2</sup>, espaciamiento promedio entre fracturas de 0.60 m y persistencias del orden de los 30 m, además la condición de las discontinuidades se ha calculado como  $J_{Cond_{89}}=19$  (regular a buena calidad). Una vista del macizo rocoso se presenta en la Figura 7-8.



Figura 7-8: Vista referencial del macizo rocoso del caso 5

En la Figura 7-9 se presenta la ubicación en planta de las tres secciones analizadas, en donde la sección 1-1 es longitudinal a la quebrada, y las secciones 2-2 y 3-3 son transversales a la misma. En las Figuras 7-10 y 7-11 se presenta una imagen de los taludes analizados.

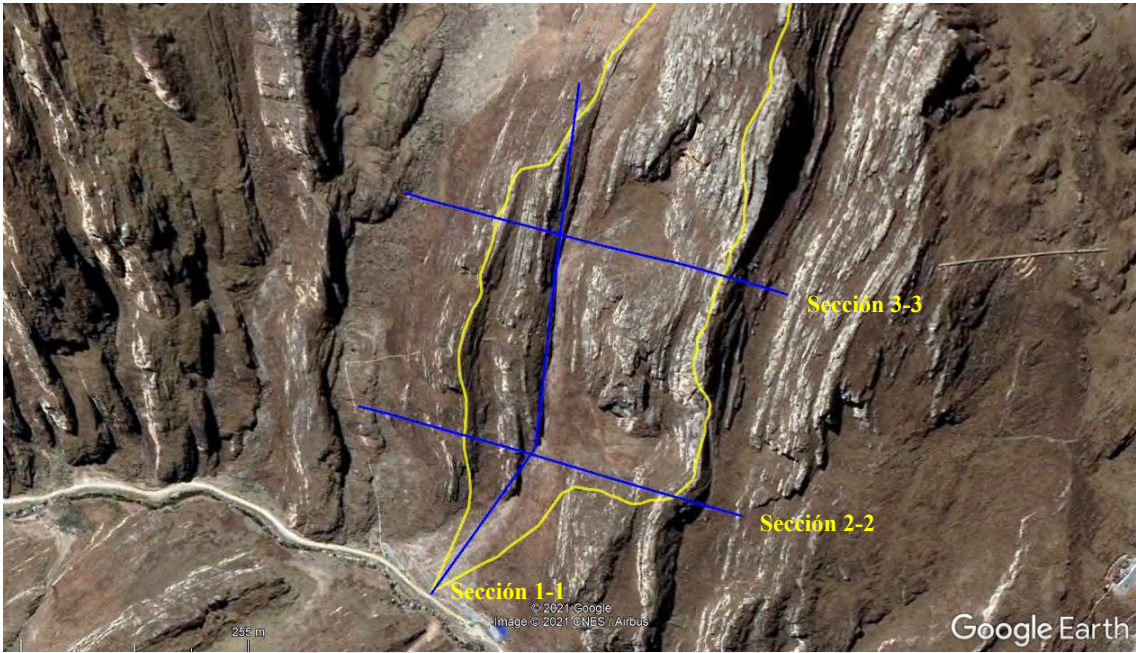


Figura 7-9: Vista de ubicación de las secciones de análisis



Figura 7-10: Vista del talud de la sección 1-1



Figura 7-11: Vista del talud de las secciones 2-2 y 3-3

### 7.3 CÁLCULO DEL $GSI_E$ PARA LOS CASOS ANALIZADOS

En los siguientes apartados se evaluarán los valores de los coeficientes de reducción de GSI obtenidos a partir de los análisis realizados por Sonmez y Ulusay (1999, 2002) y Dinc *et al.* (2011), además también se calcularán estos parámetros con la formulación propuesta en esta tesis, comparando ambos valores obtenidos. En los casos 1, 2, 3 y 4 se ha producido la rotura de los taludes, por lo que es posible evaluar mediante métodos de equilibrio límite, cual ha sido el valor de GSI con el que el talud ha fallado y comparar este valor con el GSI evaluado en los afloramientos rocosos.

También se realizará el análisis de los taludes de roca caliza del caso 5, los cuales no han fallado, por lo que se ha realizado un modelamiento numérico con redes de fracturas, lo cual permitirá obtener el valor de GSI equivalente que permita obtener factores de seguridad similares, y comparar este valor con el GSI evaluado en los afloramientos rocosos.

#### 7.3.1 CASO 1: MINA ESKIHISAR

De acuerdo con Sonmez y Ulusay (1999, 2002), el valor de GSI asociado al macizo rocoso es de 43 y un valor de  $df$  (ajuste por disturbancia de voladuras) de 0.80, lo cual de acuerdo con Dinc *et al.* (2011) equivale a un parámetro  $D$  de 1.0. En este caso se realizó el análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite obteniendo un factor de seguridad muy cercano a la unidad (Figura 7-12), lo que indica que este valor de GSI es adecuado para representar la rotura del macizo rocoso en esta escala. Debido a esto se puede concluir que en este caso no es necesario realizar reducción del GSI por efectos de escala, es decir el valor de  $k$  es igual a la unidad.

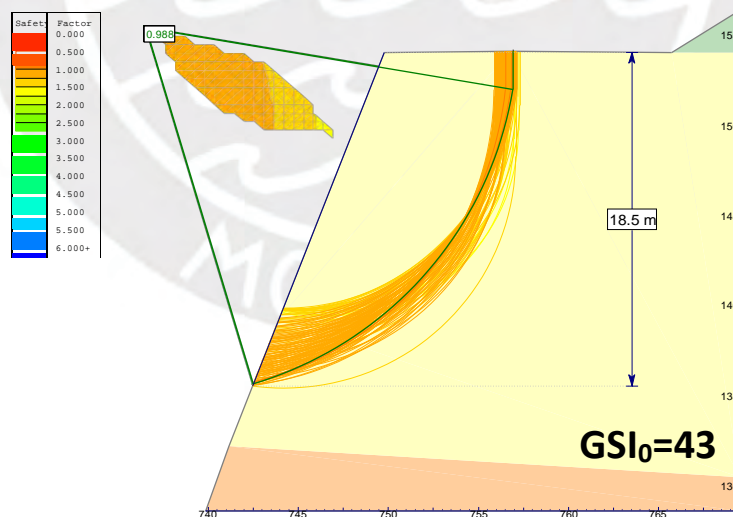


Figura 7-12: Evaluación de la estabilidad del talud de la mina Eskihisar por equilibrio límite

Debido a que, en este caso en particular, utilizando directamente el valor de GSI reportado en campo ( $GSI_0=43$ ), se ha obtenido la rotura del talud, el valor de  $k$  se calcula como:

$$k_{real} = \frac{GSI_e}{GSI_0} = \frac{43}{43} = 1.00 \quad (7.1)$$

De acuerdo con la formulación propuesta en esta tesis, el valor de  $k$  se calcula de la siguiente manera:

$$k = m_0 m_1 m_2 \left(\frac{H}{e}\right)^{-m_3 m_4} - m_5 \quad (7.2)$$

Donde se tienen los siguientes valores de los parámetros involucrados en la formulación:

- $m_0 = 2.00$  ( $H < 20$  m)
- $m_1 = 1.00$  ( $m_i = 9.87 < 19$ )
- $m_2 = 1.05$  (planos de continuidad de 8 m)
- $m_3 = 1.00$  (presencia de planos de fracturas buzando desfavorablemente)
- $m_4 = 0.09$  (discontinuidades de calidad regular, SCR = 8)
- $m_5 = 0.00$  ( $H < 20$  m)
- $H = 18.5$  m
- $e = 0.85$  m (promedio)

Reemplazando los valores indicados, se tiene que:

$$k_{calculado} = 2.00 * 1.00 * 1.05 * \left(\frac{18.5}{0.85}\right)^{-1.0 * 0.09} = 1.59 > 1.00 \quad (7.3)$$

Debido a que el factor de reducción no puede ser mayor que la unidad, se recomienda que en estos casos se considere un valor unitario, es decir:

$$k_{calculado} = 1.00 \quad (7.4)$$

Por lo que se concluye que los valores de  $k$  reales y calculados, para este caso en particular, son iguales a la unidad, por lo que no hay reducción del GSI debido a la escala de análisis, lo cual es coherente debido a la altura del talud analizado ( $H < 20$  m).

### 7.3.2 CASO 2: MINA BASKOYAK

De acuerdo con Sonmez y Ulusay (1999, 2002), el valor de GSI asociado al macizo rocoso es de 16 y un valor de  $df$  (ajuste por disturbancia de voladuras) de 0.97, lo cual de acuerdo con Dinc *et al.* (2011) equivale a un parámetro  $D$  de 0.7. En este caso se realizó el análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite obteniendo un factor de seguridad de 1.04 (Figura 7-13), adicionalmente se realizó el análisis de estabilidad para la condición de FS=1.00, resultando un GSI de 15 (Figura 7-14).

Debido a esto se puede concluir que en este caso las correcciones por efectos de escala no son significativas, representada por la variación de solamente un punto en el valor del GSI.

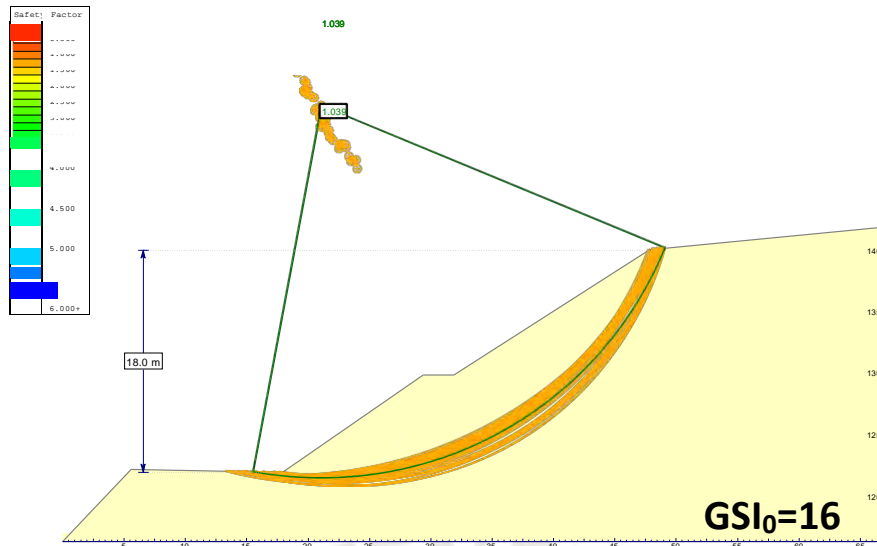


Figura 7-13: Evaluación de la estabilidad del talud de la mina Baskoyak por equilibrio límite ( $GSI_0=16$ ,  $FS=1.04$ )

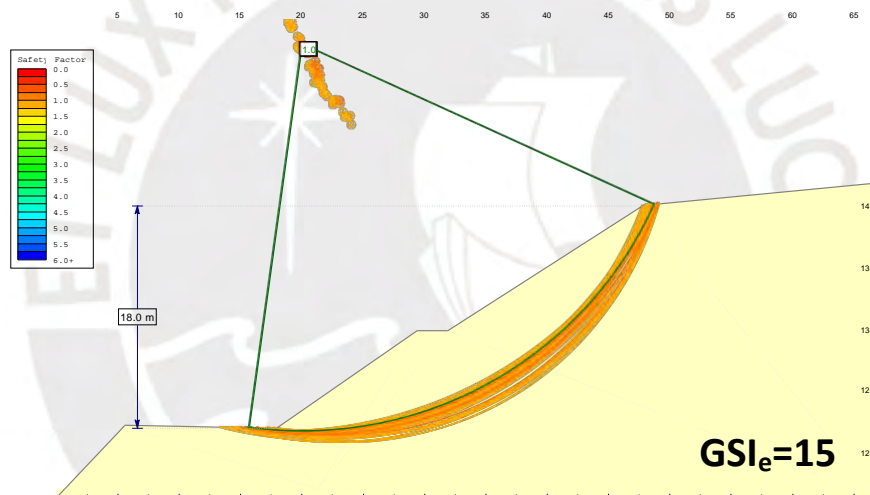


Figura 7-14: Evaluación de la estabilidad del talud de la mina Baskoyak por equilibrio límite ( $GSI_e=15$ ,  $FS=1.00$ )

En este caso, el valor de  $k$  se calcula como:

$$k_{real} = \frac{GSI_e}{GSI_0} = \frac{15}{16} = 0.94 \quad (7.5)$$

De acuerdo con la formulación propuesta en esta tesis, el valor de  $k$  se calcula de la siguiente manera:

$$k = m_0 m_1 m_2 \left(\frac{H}{e}\right)^{-m_3 m_4} - m_5 \quad (7.6)$$

Donde se tienen los siguientes valores de los parámetros involucrados en la formulación:

- $m_0 = 2.00$  ( $H < 20m$ )
- $m_1 = 1.00$  ( $m_i = 7.00 < 19$ )
- $m_2 = 1.00$  (planos de gran continuidad)

- $m_3=1.00$  (planos de esquistosidad buzando desfavorablemente)
- $m_4=0.12$  (discontinuidades de calidad mala, SCR=4)
- $m_5=0.00$  ( $H<20m$ )
- $H=18.0$  m
- $e=0.04$  m

Reemplazando los valores indicados, se tiene que:

$$k_{calculado} = 2.00 * 1.00 * 1.00 * \left(\frac{18.0}{0.04}\right)^{-1.0*0.12} = 0.96 \quad (7.7)$$

Por lo que se concluye que los valores de  $k$  reales y calculados, para este caso en particular, son similares, y que además confirman que la reducción de GSI por efectos de escala solamente es de un 5%, lo cual es coherente debido a la altura del talud analizado ( $H<20m$ ).

### 7.3.3 CASO 3: MINA KISKADERE

De acuerdo con Sonmez y Ulusay (1999, 2002), el valor de GSI asociado al macizo rocoso es de 37 y un valor de  $df$  (ajuste por disturbancia de voladuras) de 0.90, lo cual de acuerdo con Dinc *et al.* (2011) equivale a un parámetro  $D$  de 0.93. En este caso se realizó el análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite obteniendo un factor de seguridad de 1.38 (Figura 7-15), lo cual está muy lejos del factor de seguridad unitario que produciría la rotura. Debido a esta consideración, se realizó un análisis de sensibilidad del GSI, buscando el valor que produciría un factor de seguridad  $FS=1.00$ , el valor buscado de GSI es 27 (Figura 7-16).

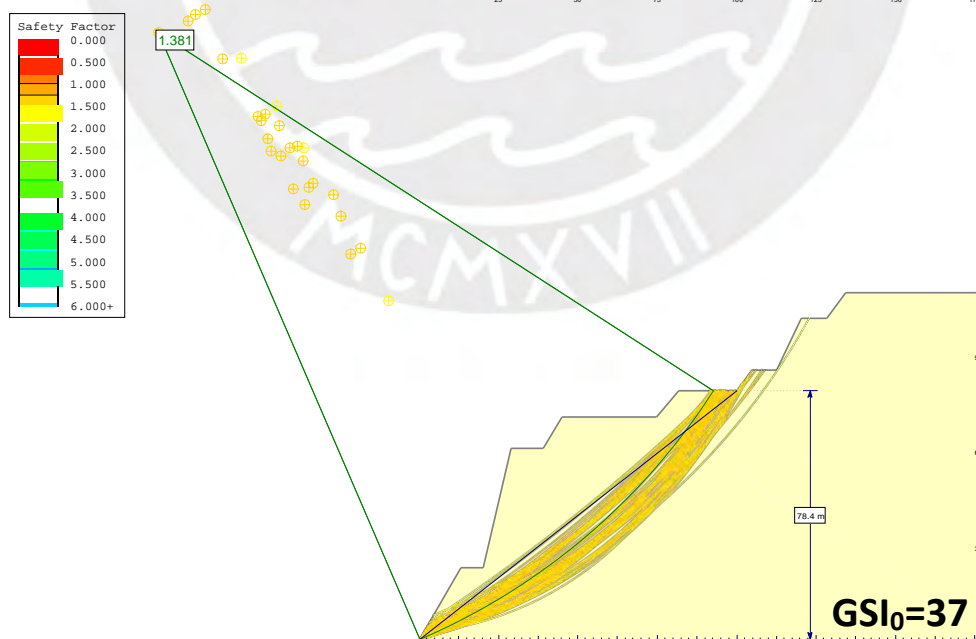


Figura 7-15: Evaluación de la estabilidad del talud de la mina Kiskadere por equilibrio límite ( $GSI_0=37$ ,  $FS=1.38$ )

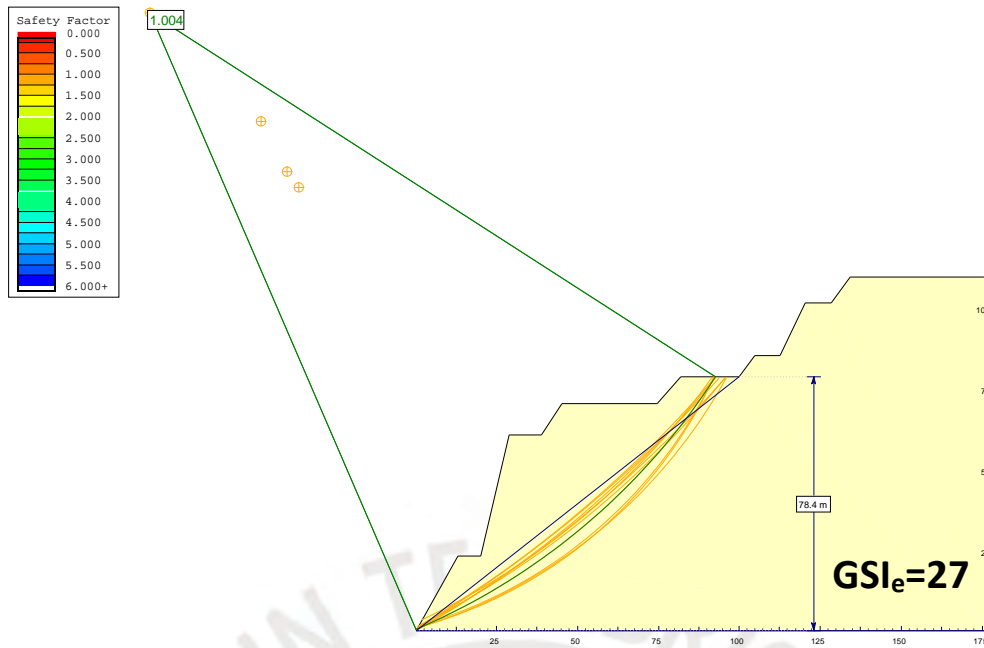


Figura 7-16: Evaluación de la estabilidad del talud de la mina Kiskadere por equilibrio límite ( $GSI_e=27$ ,  $FS=1.00$ )

En este caso, el valor de  $k$  se calcula como:

$$k_{real} = \frac{GSI_e}{GSI_0} = \frac{27}{37} = 0.73 \quad (7.8)$$

De acuerdo con la formulación propuesta en esta tesis, el valor de  $k$  se calcula de la siguiente manera:

$$k = m_0 m_1 m_2 \left(\frac{H}{e}\right)^{-m_3 m_4} - m_5 \quad (7.9)$$

Donde se tienen los siguientes valores de los parámetros involucrados en la formulación:

- $m_0 = 1.00$  ( $H > 20m$ )
- $m_1 = 1.00$  ( $m_i = 9.04 < 19$ )
- $m_2 = 1.00$  (planos de gran continuidad)
- $m_3 = 0.50$  (planos buzando con orientación contraria al talud)
- $m_4 = 0.09$  (discontinuidades de regular calidad,  $SCR=8$ )
- $m_5 = 0.208$
- $H = 78.0$  m
- $e = 0.60$  m (promedio)

Reemplazando los valores indicados, se tiene que:

$$k_{calculado} = 1.00 * 1.00 * 1.00 * \left(\frac{78.0}{0.6}\right)^{-0.5 * 0.09} - 0.208 = 0.60 \quad (7.10)$$

Por lo que se concluye que los valores de  $k$  reales y calculados, para este caso en particular presentan una diferencia de 0.13, y que además confirman que la reducción del GSI por efectos de escala se encuentra en el orden de 30 a 40%. Siendo más conservador el caso de la aplicación de la fórmula.

### 7.3.4 CASO 4: TALUD CAYELI - KATAMPASA

De acuerdo con Dinc *et al* (2011), el valor de GSI asociado al macizo rocoso es 37 en la parte superior y 40 en la parte inferior del talud, y un valor de  $d_f$  (ajuste por disturbancia de voladuras) de 0.90, lo cual equivale a un parámetro  $D$  de 0.93. En este caso se realizó el análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite obteniendo un factor de seguridad de 1.69 (Figura 7-17), lo cual está muy lejos del factor de seguridad igual a 1.0 que produciría la rotura. Debido a esta consideración, se realizó un análisis de sensibilidad del GSI, buscando el valor que produciría un factor de seguridad unitario, el valor buscado es  $GSI=25$  (Figura 7-18).

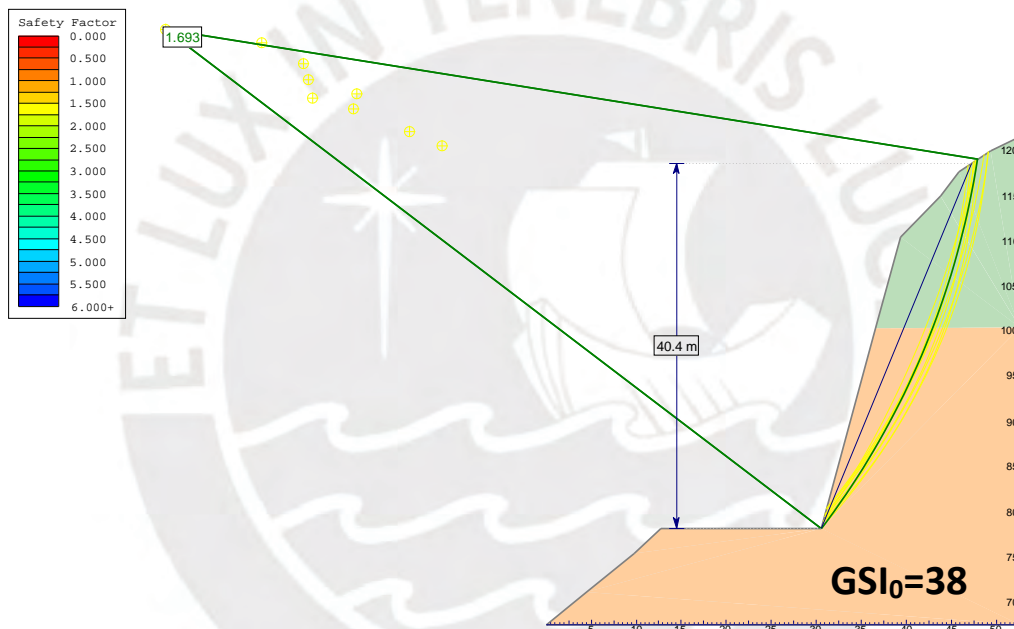


Figura 7-17: Evaluación de la estabilidad del talud de la mina Kiskadere por equilibrio límite (GSI<sub>0</sub>=38, FS=1.69)

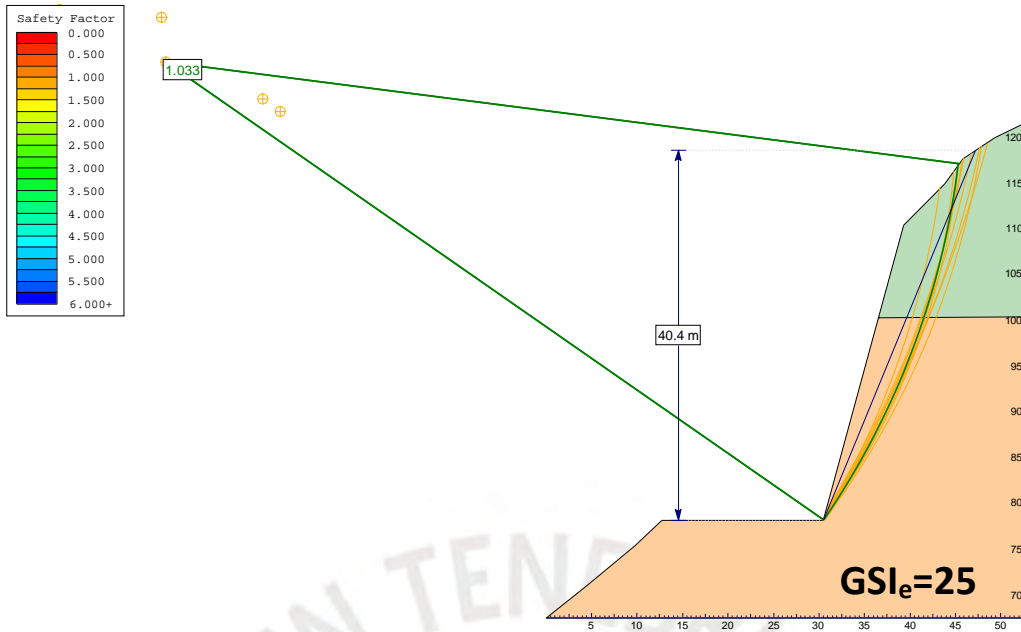


Figura 7-18: Evaluación de la estabilidad del talud de la mina Kiskadere por equilibrio límite ( $GSI_e=25$ ,  $FS=1.03$ )

En este caso, el valor de  $k$  se calcula como:

$$k_{real} = \frac{GSI_e}{GSI_0} = \frac{25}{38} = 0.66 \quad (7.11)$$

De acuerdo con la formulación propuesta en esta tesis, el valor de  $k$  se calcula de la siguiente manera:

$$k = m_0 m_1 m_2 \left(\frac{H}{e}\right)^{-m_3 m_4} - m_5 \quad (7.12)$$

Donde se tienen los siguientes valores de los parámetros involucrados en la formulación:

- $m_0 = 1.00$  ( $H > 20m$ )
- $m_1 = 1.15$  ( $m_i = 24 > 19$ )
- $m_2 = 1.05$  (planos de continuidad media)
- $m_3 = 1.00$  (planos buzando con orientación desfavorable)
- $m_4 = 0.09$  (discontinuidades de regular calidad)
- $m_5 = 0.208$
- $H = 40.0$  m
- $e = 0.35$  m

Reemplazando los valores indicados, se tiene que:

$$k_{calculado} = 1.00 * 1.15 * 1.05 * \left(\frac{40.0}{0.35}\right)^{-1.0 * 0.09} - 0.208 = 0.58 \quad (7.13)$$

Por lo que se concluye que los valores de  $k$  reales y calculados, para este caso en particular presentan una diferencia de 0.07, y que además confirman que la reducción de GSI por

efectos de escala se encuentra en el orden de 34 a 42%. Siendo más conservador el caso de la aplicación de la fórmula.

### 7.3.5 CASO 5: TALUDES NATURALES DE CALIZA

Se ha analizado la estabilidad de las tres secciones descritas en el apartado 7.2.5, como se mencionó son taludes naturales, los cuales no han fallado a diferencia de los casos 1, 2, 3 y 4 presentados con anterioridad. Debido a este motivo, con la finalidad de realizar la comparación de los valores de  $k$  reales y calculados, se ha realizado un modelamiento numérico con redes de fracturas, obteniendo el factor de seguridad mediante la técnica de reducción de los parámetros de resistencia al corte (SSR), en este modelamiento se está considerando que el macizo rocoso está conformado por bloques de roca intacta independizados por los planos de las discontinuidades, posteriormente se evaluó la estabilidad mediante el método de equilibrio límite, de donde se obtuvo el GSI equivalente que proporcione el mismo factor de seguridad que el obtenido con las redes de fracturas, y además una superficie de rotura coherente.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para las tres secciones analizadas, así como la comparación entre los valores de  $k$  reales y calculados.

#### 7.3.5.1 SECCIÓN 1-1

En la Figura 7-19, se presenta la salida gráfica del modelamiento considerando sistemas de redes de fracturas, en este caso se está utilizando la formulación de Goodman *et al.* (1968), implementada en el programa Phase<sup>2</sup> de Rocscience. En la figura se presentan los contornos de desplazamientos totales, los cuales permiten identificar la superficie de rotura potencial, además el factor de seguridad SRF obtenido es de 2.19.

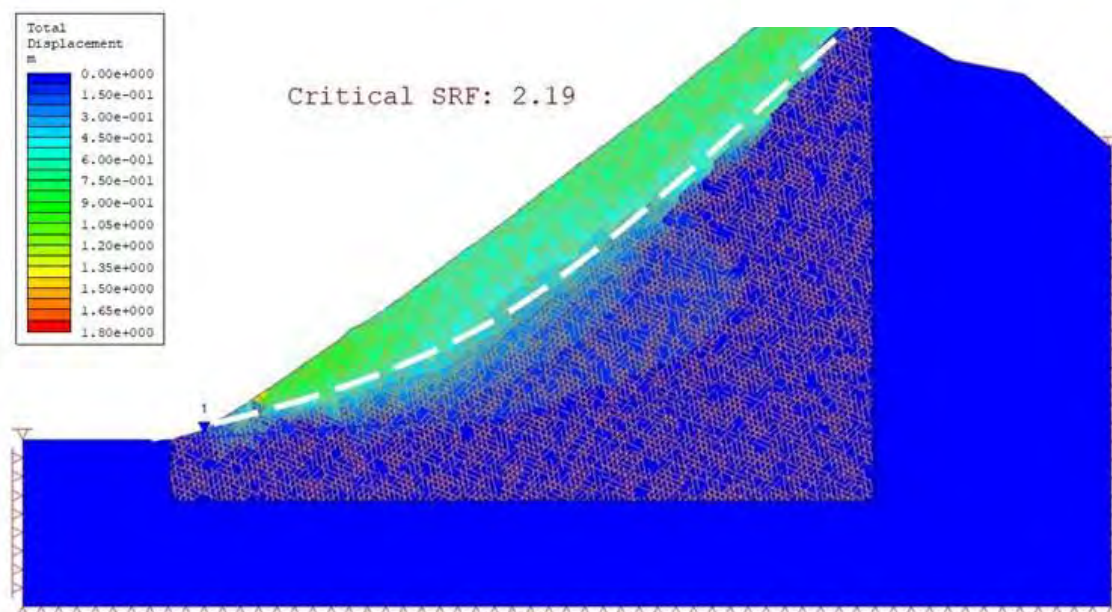


Figura 7-19: Contornos de desplazamientos totales, Sección 1-1, SRF = 2.19

El valor de GSI mapeado en los afloramientos rocosos es de 58, al realizar el análisis con el método de equilibrio límite y con GSI=58, se obtiene un factor de seguridad de 2.83 (Figura 7-20), por lo que se realizó un análisis de sensibilidad del valor del GSI hasta

obtener el factor de seguridad de 2.20. El resultado indica que el valor de GSI buscado es de 35 (Figura 7-21).

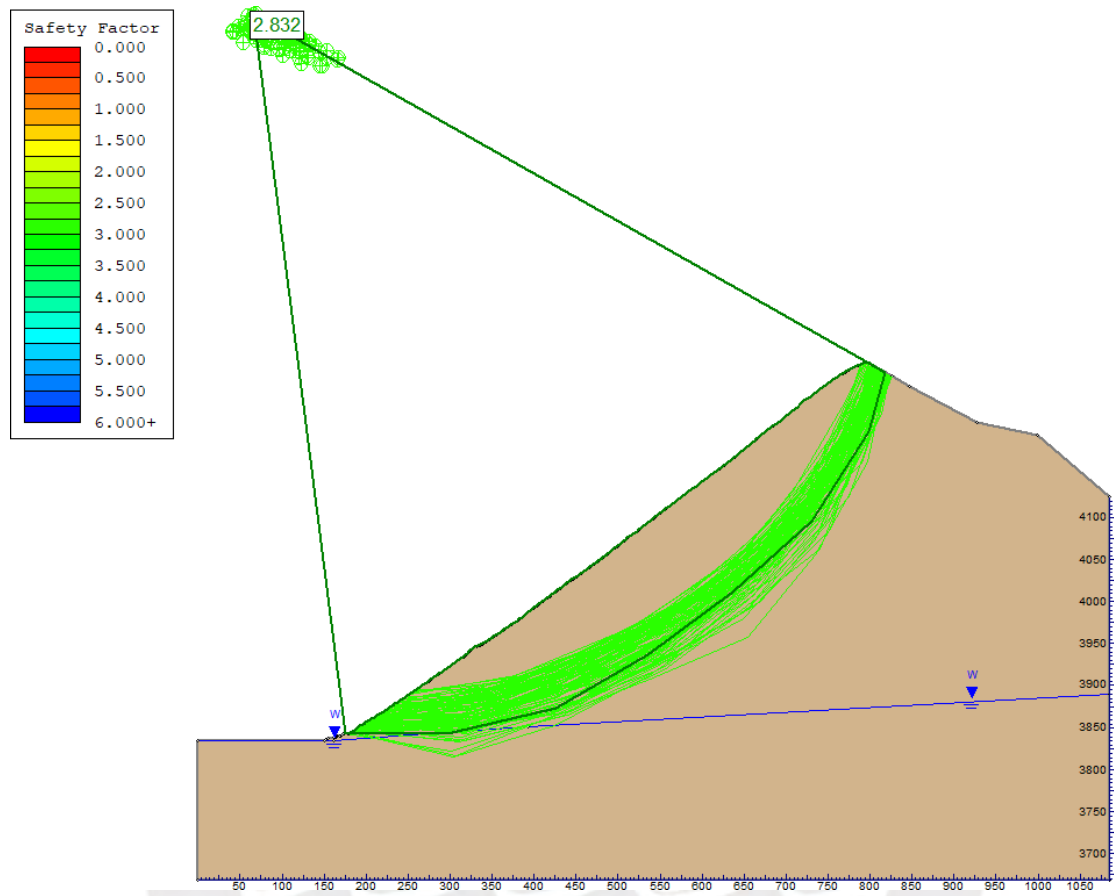


Figura 7-20: Evaluación de la estabilidad de la sección 1-1 por equilibrio límite ( $GSI_0=58$ ,  $FS=2.83$ )

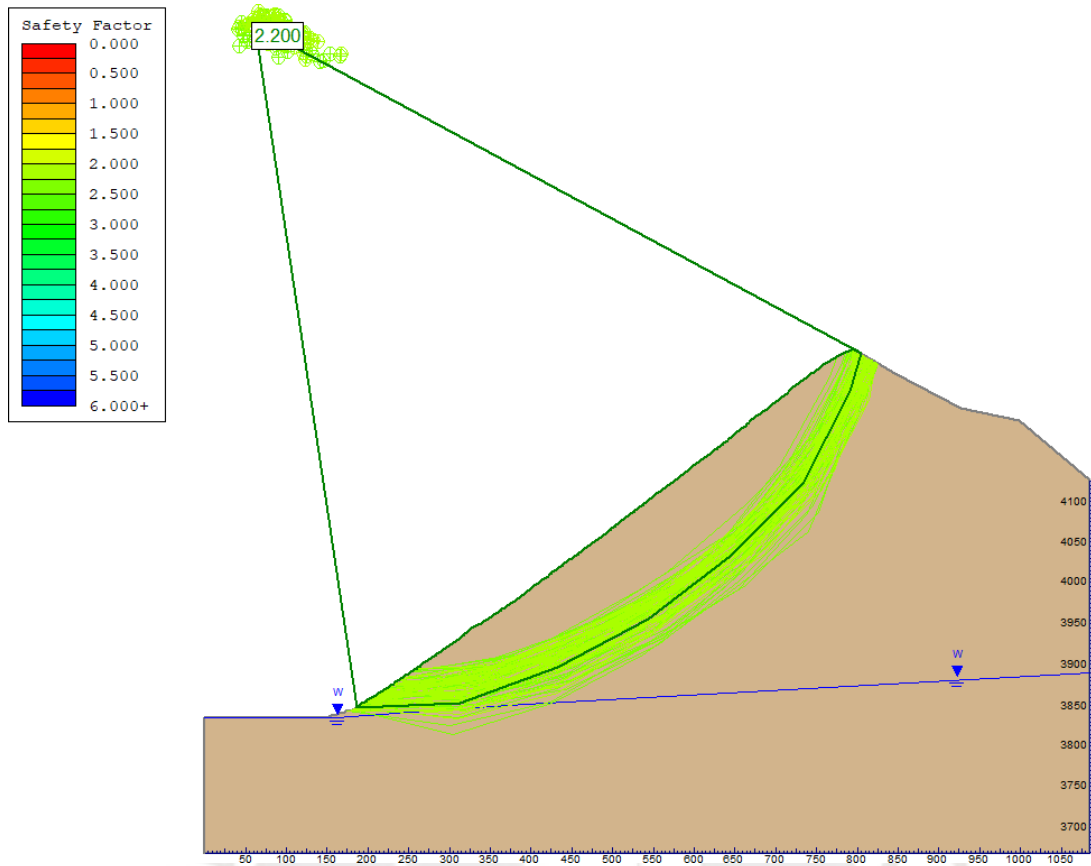


Figura 7-21: Evaluación de la estabilidad del talud de la mina Kiskadere por equilibrio límite ( $GSI_e=35$ ,  $FS=2.20$ )

En este caso, el valor de  $k$  se calcula como:

$$k_{real} = \frac{GSI_e}{GSI_0} = \frac{35}{58} = 0.60 \quad (7.14)$$

De acuerdo con la formulación propuesta en esta tesis, el valor de  $k$  se calcula de la siguiente manera:

$$k = m_0 m_1 m_2 \left(\frac{H}{e}\right)^{-m_3 m_4} - m_5 \quad (7.15)$$

Donde se tienen los siguientes valores de los parámetros involucrados en la formulación:

- $m_0 = 1.00$  ( $H > 20m$ )
- $m_1 = 1.00$  ( $m_i = 11 < 19$ )
- $m_2 = 1.00$  (planos de continuidad alta)
- $m_3 = 1.00$  (presencia de planos buzando con orientación desfavorable)
- $m_4 = 0.05$  ( $JCond_{89} = 19$ , condición de juntas en el límite de regular a buena)
- $m_5 = 0.082$
- $H = 450$  m
- $e = 0.60$  m (promedio)

Debido a que la condición de discontinuidades está clasificada como regular, el parámetro  $m_4$  varía entre 0.05 y 0.13, con la finalidad de estudiar el efecto de este parámetro se ha calculado el valor de  $k$  considerando el valor máximo, mínimo y promedio en este rango, por lo que se tiene:

$$k_{\text{calculado max}} = 1.00 * 1.00 * 1.00 * \left(\frac{450}{0.60}\right)^{-1.0 * 0.05} - 0.082 = 0.63 \quad (7.16)$$

$$k_{\text{calculado min}} = 1.00 * 1.00 * 1.00 * \left(\frac{450}{0.60}\right)^{-1.0 * 0.13} - 0.082 = 0.34 \quad (7.17)$$

$$k_{\text{calculado prom}} = 1.00 * 1.00 * 1.00 * \left(\frac{450}{0.60}\right)^{-1.0 * 0.09} - 0.082 = 0.47 \quad (7.18)$$

A partir de estos resultados, se puede indicar que el valor de  $k$  puede variar hasta en 0.29 si consideramos los valores extremos en una determinada clasificación de la condición de las discontinuidades

Se observa que el valor de  $k$  real se aproxima más al valor de  $k$  calculado máximo, esto debido a que con un valor de  $J\text{Cond}_{89}$  de 19 (*joint condition*), la calidad de las discontinuidades se encuentra en el límite superior de la clasificación regular. En este caso el valor de  $k$  real es de 0.60, y el valor de  $k$  calculado es de 0.63, lo que indica que el valor de GSI debe ser reducido en un 40% para utilizarlo adecuadamente en la escala del talud evaluado.

### 7.3.5.2 SECCIÓN 2-2

De manera análoga a lo desarrollado con la sección 1-1, en la Figura 7-22 se presenta la salida gráfica de los contornos de desplazamientos totales obtenidos como resultado del modelamiento con redes de fracturas de la sección 2-2, los cuales permiten identificar la superficie de rotura potencial, además el factor de seguridad SRF obtenido es de 2.40.

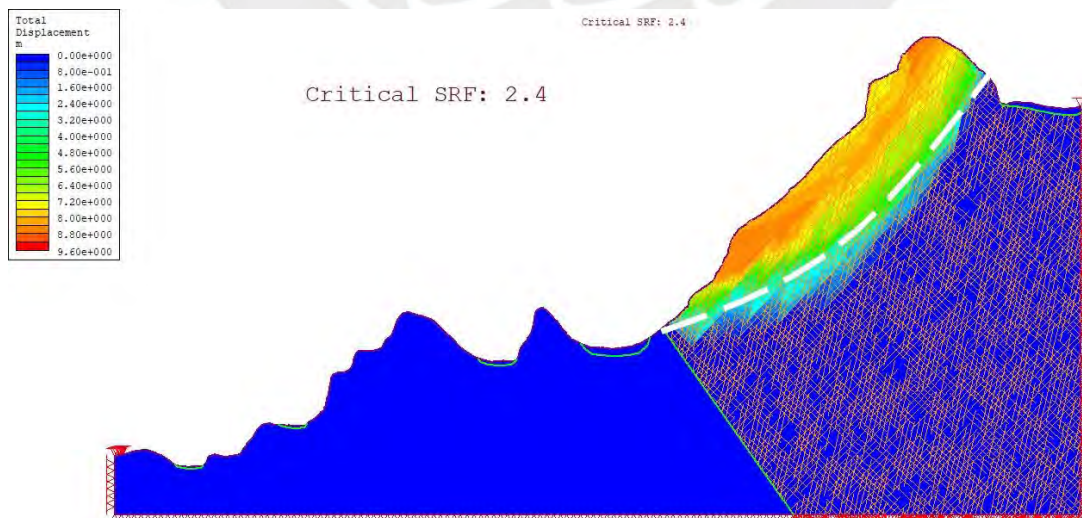


Figura 7-22: Contornos de desplazamientos totales, Sección 2-2, SRF = 2.40

El valor de GSI mapeado en los afloramientos rocosos es de 58, al realizar el análisis con el método de equilibrio límite y con  $GSI=58$ , se obtiene un factor de seguridad de 3.09 (Figura 7-23), por lo que se realizó un análisis de sensibilidad del valor del GSI hasta obtener el factor de seguridad de 2.40. El resultado indica que el valor de GSI buscado es de 35 (Figura 7-24).

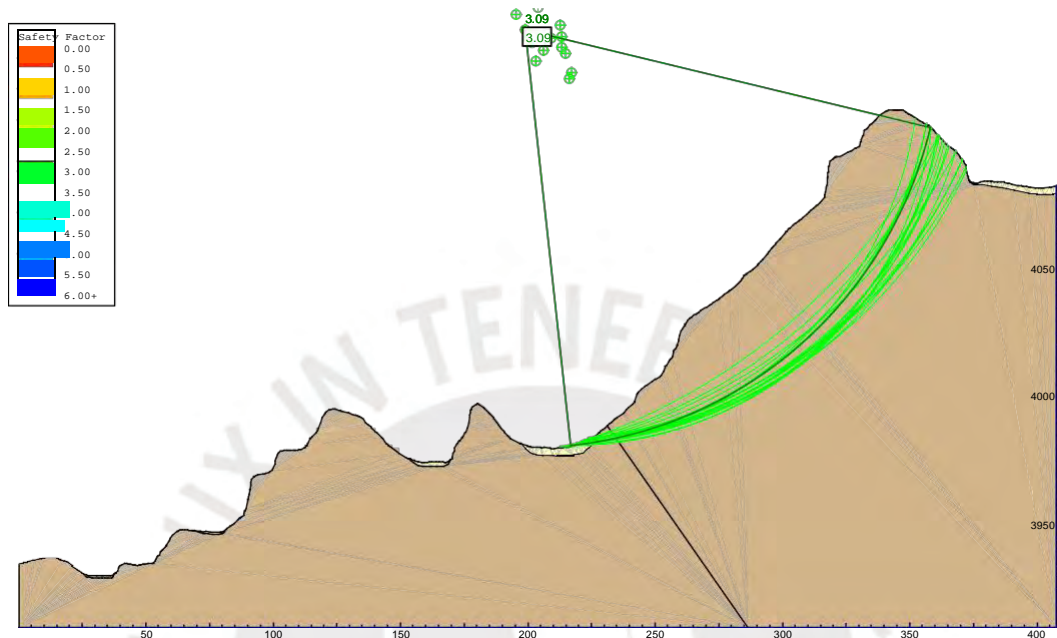


Figura 7-23: Evaluación de la estabilidad de la sección 2-2 por equilibrio límite ( $GSI_0=58$ ,  $FS=3.09$ )

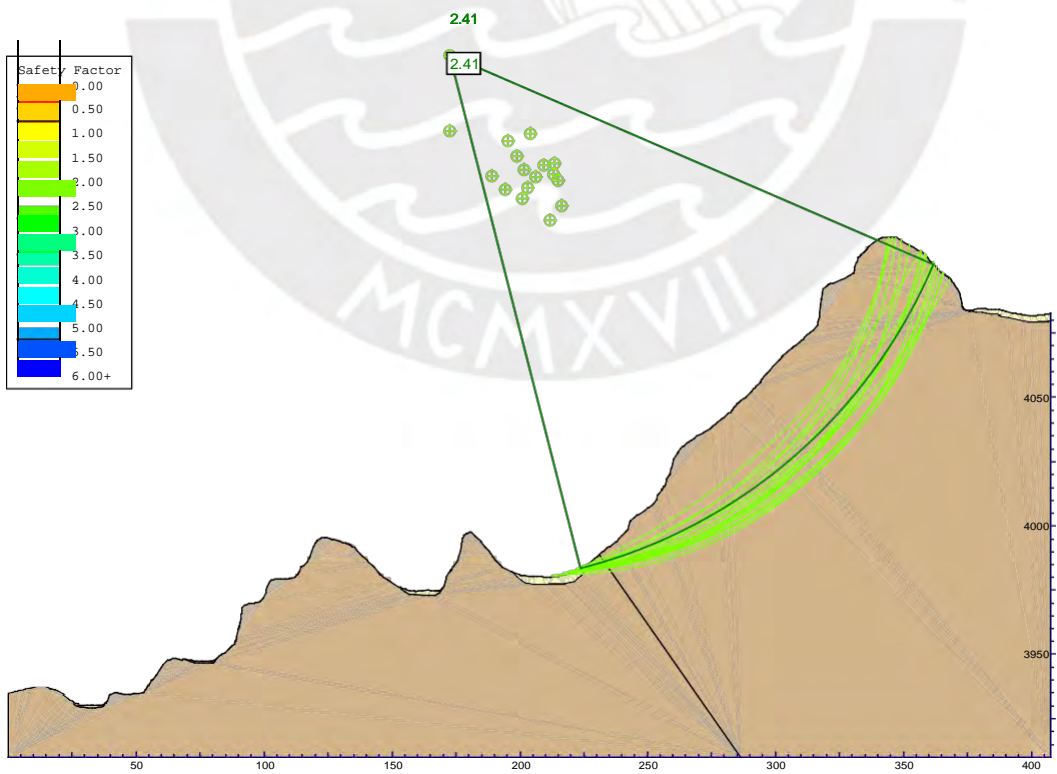


Figura 7-24: Evaluación de la estabilidad de la sección 2-2 por equilibrio límite ( $GSI_e=35$ ,  $FS=2.41$ )

En este caso, el valor de  $k$  se calcula como:

$$k_{real} = \frac{GSI_e}{GSI_0} = \frac{35}{58} = 0.60 \quad (7.19)$$

De acuerdo con la formulación propuesta en esta tesis, el valor de  $k$  se calcula de la siguiente manera:

$$k = m_0 m_1 m_2 \left(\frac{H}{e}\right)^{-m_3 m_4} - m_5 \quad (7.20)$$

Donde se tienen los siguientes valores de los parámetros involucrados en la formulación:

- $m_0 = 1.00$  ( $H > 20\text{m}$ )
- $m_1 = 1.00$  ( $m_i = 11 < 19$ )
- $m_2 = 1.00$  (planos de continuidad alta)
- $m_3 = 1.00$  (presencia de planos buzando con orientación desfavorable)
- $m_4 = 0.05$  ( $J\text{Cond}_{89} = 19$ , condición de juntas en el límite de regular a buena)
- $m_5 = 0.082$
- $H = 125 \text{ m}$
- $e = 0.60 \text{ m}$  (promedio)

De la misma manera que en la sección 1-1, ya que la condición de discontinuidades está clasificada como regular, se ha calculado el valor de  $k$  considerando el valor máximo, mínimo y promedio para esta clasificación, por lo que se tiene:

$$k_{calculado \text{ max}} = 1.00 * 1.00 * 1.00 * \left(\frac{125}{0.60}\right)^{-1.0 * 0.05} - 0.082 = 0.68 \quad (7.21)$$

$$k_{calculado \text{ min}} = 1.00 * 1.00 * 1.00 * \left(\frac{125}{0.60}\right)^{-1.0 * 0.13} - 0.082 = 0.42 \quad (7.22)$$

$$k_{calculado \text{ prom}} = 1.00 * 1.00 * 1.00 * \left(\frac{125}{0.60}\right)^{-1.0 * 0.09} - 0.082 = 0.54 \quad (7.23)$$

A partir de estos resultados, se puede indicar que el valor de  $k$  puede variar hasta en 0.26 si consideramos los valores extremos en una determinada clasificación de la condición de las discontinuidades

Se observa que el valor de  $k$  real se aproxima más al valor de  $k$  calculado máximo, esto debido a que con un valor de  $J\text{Cond}_{89}$  de 19, la condición de discontinuidades se encuentra en el límite superior de la clasificación regular. En este caso el valor de  $k$  real es de 0.60, y el valor de  $k$  calculado es de 0.68, lo que indica que el valor de GSI debe ser reducido entre 30 y 40% para utilizarlo adecuadamente en la escala del talud evaluado.

### 7.3.5.3 SECCIÓN 3-3

De manera análoga a lo desarrollado con las secciones 1-1 y 2-2, en la Figura 7-25 se presenta la salida gráfica de los contornos de desplazamientos totales, los cuales permiten identificar la superficie de rotura potencial, además el factor de seguridad SRF es de 2.80.

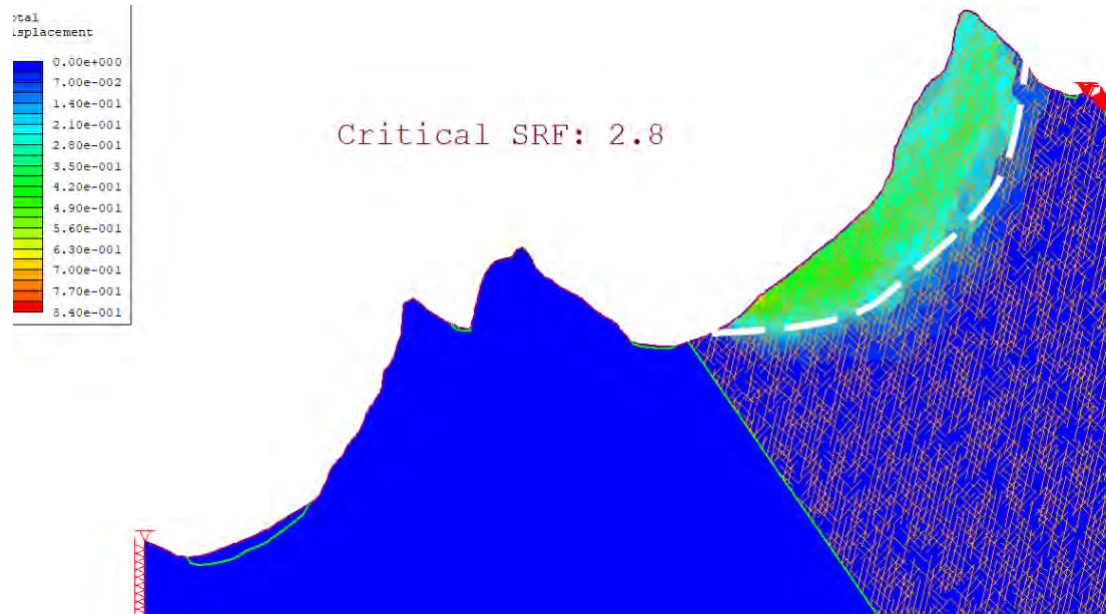


Figura 7-25: Contornos de desplazamientos totales, Sección 3-3, SRF = 2.80

El valor de GSI mapeado en los afloramientos rocosos es de 58, al realizar el análisis con el método de equilibrio límite y con GSI=58, se obtiene un factor de seguridad de 3.35 (Figura 7-26), por lo que se realizó un análisis de sensibilidad del valor del GSI hasta obtener el factor de seguridad de 2.80. El resultado indica que el valor de GSI buscado es de 40 (Figura 7-27).

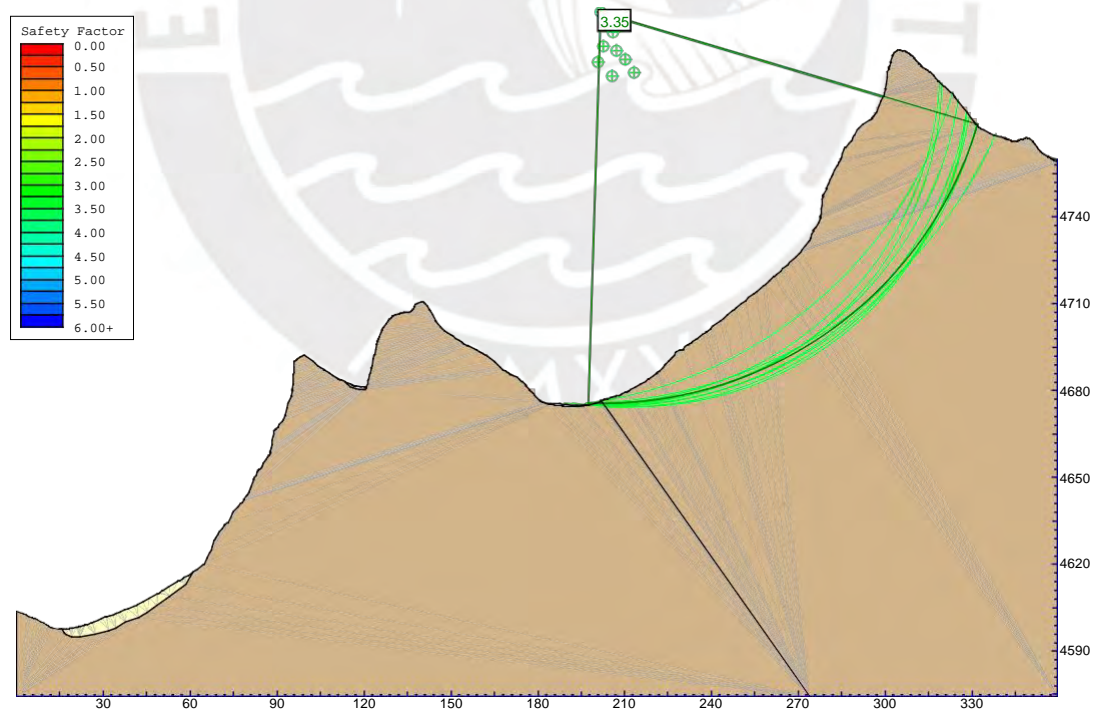


Figura 7-26: Evaluación de la estabilidad de la sección 3-3 por equilibrio límite ( $GSI_0=58$ ,  $FS=3.35$ )

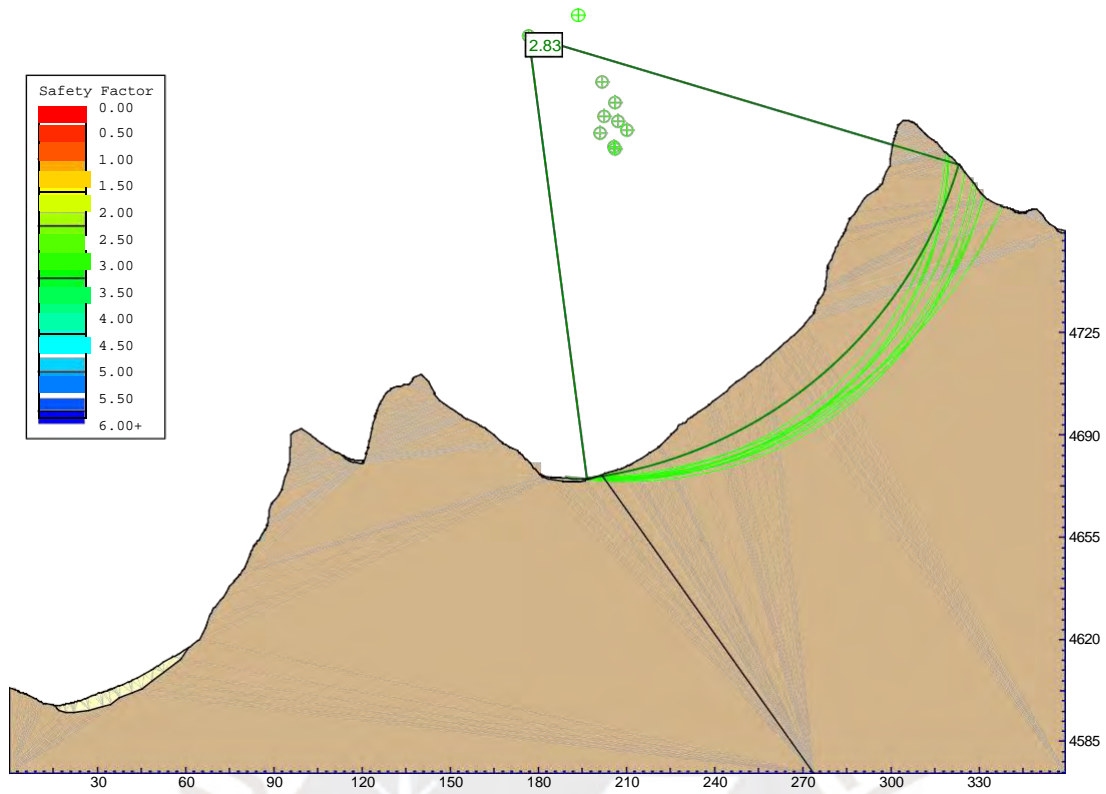


Figura 7-27: Evaluación de la estabilidad de la sección 3-3 por equilibrio límite ( $GSI_e=40$ ,  $FS=2.80$ )

En este caso, el valor de  $k$  se calcula como:

$$k_{real} = \frac{GSI_e}{GSI_0} = \frac{40}{58} = 0.69 \quad (7.24)$$

De acuerdo con la formulación propuesta en esta tesis, el valor de  $k$  se calcula de la siguiente manera:

$$k = m_0 m_1 m_2 \left(\frac{H}{e}\right)^{-m_3 m_4} - m_5 \quad (7.25)$$

Donde se tienen los siguientes valores de los parámetros involucrados en la formulación:

- $m_0 = 1.00$  ( $H > 20\text{m}$ )
- $m_1 = 1.00$  ( $m_i = 11 < 19$ )
- $m_2 = 1.00$  (planos de continuidad alta)
- $m_3 = 1.00$  (presencia de planos buzando con orientación desfavorable)
- $m_4 = 0.05$  ( $J\text{Cond}_{89} = 19$ , condición de juntas en el límite de regular a buena)
- $m_5 = 0.082$
- $H = 122\text{ m}$
- $e = 0.60\text{ m}$  (promedio)

De la misma manera que en las secciones 1-1 y 2-2, ya que la condición de discontinuidades está clasificada como regular, se ha calculado el valor de  $k$  considerando el valor máximo, mínimo y promedio para esta clasificación, por lo que se tiene:

$$k_{\text{calculado max}} = 1.00 * 1.00 * 1.00 * \left(\frac{122}{0.60}\right)^{-1.0*0.05} - 0.082 = 0.68 \quad (7.26)$$

$$k_{\text{calculado min}} = 1.00 * 1.00 * 1.00 * \left(\frac{122}{0.60}\right)^{-1.0*0.13} - 0.082 = 0.42 \quad (7.27)$$

$$k_{\text{calculadoprom}} = 1.00 * 1.00 * 1.00 * \left(\frac{122}{0.60}\right)^{-1.0*0.09} - 0.082 = 0.54 \quad (7.28)$$

A partir de estos resultados, se puede indicar que el valor de  $k$  puede variar hasta en 0.26 si consideramos los valores extremos en una determinada clasificación de la condición de las discontinuidades

Se observa que el valor de  $k$  real se aproxima más al valor de  $k$  calculado máximo, esto debido a que con un valor de  $J\text{Cond}_{89}$  de 19, la condición de discontinuidades se encuentra en el límite superior de la clasificación regular. En este caso el valor de  $k$  real es de 0.69, y el valor de  $k$  calculado es de 0.68, lo que indica que el valor de GSI debe ser reducido en un 30% para utilizarlo adecuadamente en la escala del talud evaluado.

El resumen de los resultados obtenidos en los casos de análisis evaluados se presenta en la Tabla 7-2.

Finalmente, en la Figura 7-28, se presenta gráficamente el efecto de la reducción del GSI en función de la reducción de la estructura del macizo rocoso y de la condición de las fracturas. Debido a que el porcentaje de reducción de cada uno de los parámetros mencionados no es conocido, en la Figura 7-28 se presentan áreas triangulares sombreadas que definen las posibles trayectorias a seguir desde el valor de  $GSI_0$  hasta el valor reducido  $GSI_e$ . Esta trayectoria no tiene que ser necesariamente perpendicular a las líneas que representan los valores del GSI en los ábacos de cálculo, la cual se incluye solo como referencia.

Tabla 7-2: Resumen de resultados

<b>Parámetro</b>	<b>Mina Eskihisar</b>	<b>Mina Baskoyak</b>	<b>Mina Kiskadere</b>	<b>Cayeli - Catampasa</b>	<b>Talud Natural (Sección 1)</b>	<b>Talud Natural (Sección 2)</b>	<b>Talud Natural (Sección 3)</b>
$m_0$	2.00	2.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
$m_1$	1.00	1.00	1.00	1.15	1.00	1.00	1.00
$m_2$	1.05	1.00	1.00	1.05	1.00	1.00	1.00
$m_3$	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00
$m_4$	0.09	0.12	0.09	0.09	0.05	0.05	0.05
$m_5$	0.00	0.00	0.21	0.21	0.082	0.082	0.082
H (m)	18.5	18.0	78.0	40.0	450.0	125.0	122.0
e (m)	0.85	0.04	0.60	0.35	0.60	0.60	0.60
$GSI_0$	43	16	37	38	58	58	58
$GSI_e$	43	15	27	25	35	35	40
$\Delta GSI$	0	1	10	13	23	23	18
$k_{calculado}$	1.00	0.96	0.60	0.58	0.63	0.68	0.68
$k_{real}$	1.00	0.94	0.73	0.66	0.60	0.60	0.69
Error	0.00	0.02	0.13	0.08	0.03	0.08	0.01

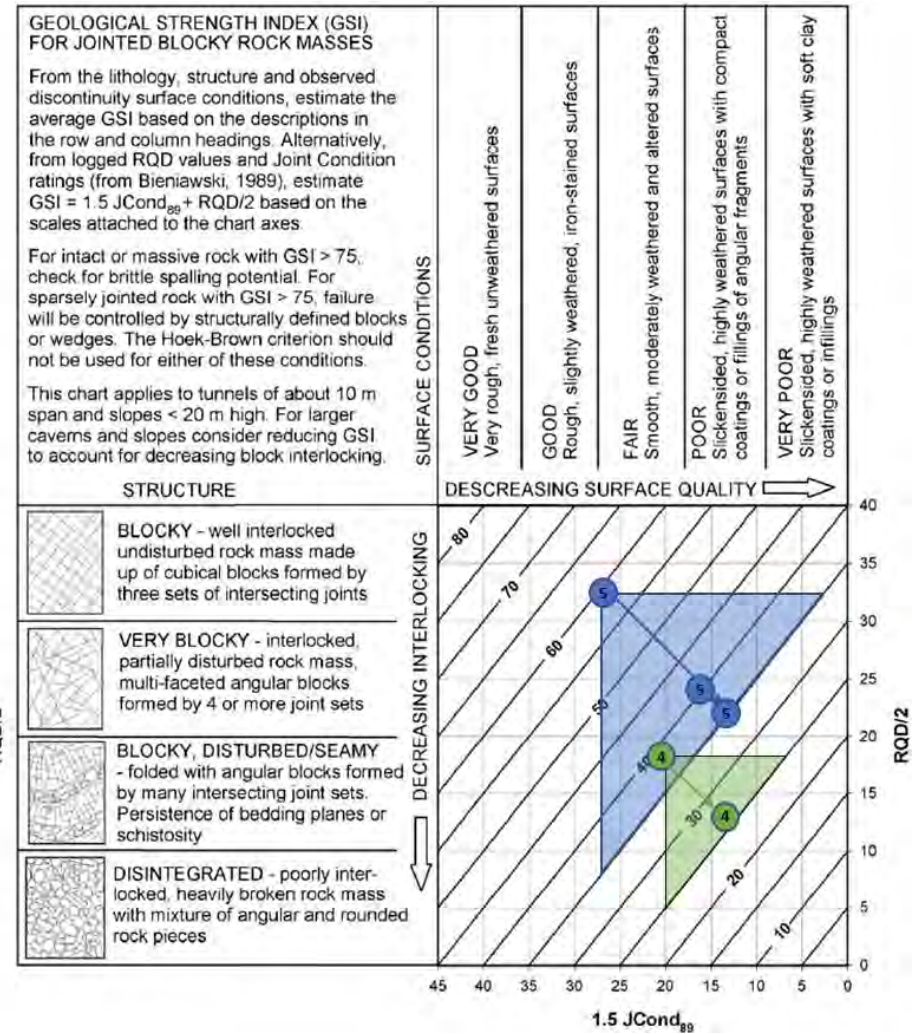
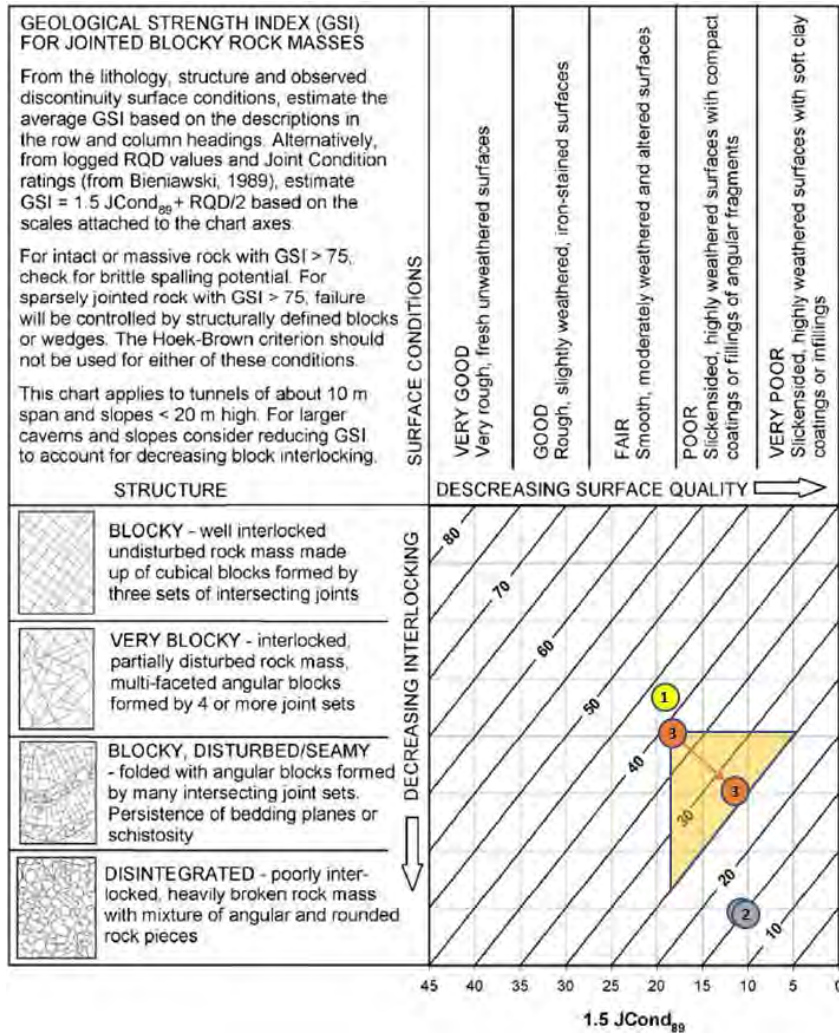


Figura 7-28: Representación gráfica de la reducción del GSI en función de la estructura del macizo rocoso y de la condición de juntas

## **CAPÍTULO VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **8.1 CONCLUSIONES**

- La modificación del índice GSI en función de la escala de análisis del macizo rocoso es un problema que ha sido identificado en estudios previos, por ejemplo, Liao y Hencher (1997), Mostyn y Douglas (2000), Cundall *et al.* (2008), Hoek *et al.* (2013), Elmo *et al.* (2016), Sonmez *et al.* (2021), entre otros.
- En la literatura técnica, se encuentran varias formulaciones cuantitativas para la evaluación del índice GSI a nivel de afloramiento rocoso ( $GSI_0$ ), los cuales consideran como parámetros de entrada el volumen de bloque, RQD,  $JCon_{89}$ , etc., se ha observado que en general presentan una buena aproximación respecto a los valores de GSI obtenidos visualmente o cualitativos, sin embargo, hay otros casos en los que la diferencia de valores supera los 10 puntos. Particularmente, se sugiere utilizar las formulaciones cuantitativas con precaución, teniendo en consideración el tipo de macizo rocoso y las condiciones sobre las cuales han sido definidas. Estas formulaciones no tienen en cuenta la reducción por efectos de escala.
- Ante la ausencia de criterios prácticos para considerar la reducción del GSI, la formulación planteada en esta tesis constituye una contribución para la cuantificación de la reducción de la calidad geomecánica de los macizos rocosos como consecuencia de los efectos de escala asociados, para lo cual se ha definido el índice GSI escalado o  $GSI_e$ , cuya aplicación es exclusiva para problemas que involucran la estabilidad de taludes en macizos rocosos fracturados.
- Los resultados de los análisis de estabilidad de los taludes hipotéticos mediante los dos enfoques planteados en esta tesis (métodos J-MEF y equilibrio límite), indican que existen efectos de escala asociados a los macizos rocosos cuando se incrementa la altura del talud analizado. Los resultados obtenidos han permitido observar diferencias entre el valor de GSI obtenido en afloramientos rocosos ( $GSI_0$ ) y el valor de GSI escalado ( $GSI_e$ ), el cual debe utilizarse para representar el comportamiento del macizo rocoso en una escala de análisis determinada. La relación entre ambos valores se ha definido como el factor de escala  $k$ .
- El factor escala  $k$  definido en esta investigación, se aplica multiplicando directamente al valor del  $GSI_0$  obtenido en los afloramientos rocosos, con la finalidad de considerar un índice  $GSI_e$  reducido acorde a la escala de análisis del problema.
- La formulación definida para el cálculo del factor de escala  $k$  depende de la altura del talud, del espaciamiento promedio de las discontinuidades, de la persistencia, de la resistencia y rigidez de la roca intacta, de la condición de las discontinuidades, de la presencia de discontinuidades buzando desfavorablemente respecto al talud, y del valor del GSI obtenido en el afloramiento rocoso ( $GSI_0$ ). Este factor es afectado en mayor medida por la relación  $H/e$ , y por la presencia de

planos de discontinuidades que buzan desfavorablemente respecto a la orientación del talud (F1), en muchos casos reduciendo su valor considerablemente.

- A pesar de que la medición de la orientación de las fracturas no es parte de la definición original del GSI, en la formulación planteada en esta tesis es necesario identificar la presencia de las fracturas correspondientes al sistema F1, las cuales se encuentran buzando desfavorablemente respecto al talud analizado. En algunas ocasiones esta familia de fracturas no puede ser identificadas en los afloramientos rocosos, por ejemplo, cuando presentan una dirección de buzamiento similar al talud de corte, en estos casos es recomendable apoyarse en información proveniente de afloramientos rocosos correspondientes al mismo dominio estructural, pero con distinta orientación, o en perforaciones diamantinas cercanas.
- Se considera que el valor de  $k$  a nivel de afloramiento rocoso es igual a la unidad, el cual empieza a reducirse aproximadamente a partir de los 20 o 30 m de altura del talud, cuando la relación  $H/e$  es más grande los valores de  $k$  tienden a disminuir su valor.
- Es adecuado considerar un rango de valores de  $k$  en vez de un único valor, debido a la incertidumbre y variabilidad de los parámetros del macizo rocoso incluidos en la formulación, tales como la condición de las discontinuidades o su espaciamiento.
- En los ejemplos de análisis en taludes reales, se observa que existe coherencia entre los valores de  $k$  “reales”, con los valores de  $k$  “calculados” mediante la formulación propuesta. Las diferencias obtenidas en los cuatro casos de análisis correspondientes a los taludes estudiados por Sonmez y Ulusay (1999, 2002), y Dinc *et al.* (2011) varían entre 0.00 y 0.13 puntos. En el análisis del caso 5, correspondiente al talud alto en roca caliza, la equivalencia entre los valores de  $k$  es mejor si se considera el límite superior del rango, debido a que en este ejemplo la condición de las discontinuidades se encuentra en el límite de regular a buena calidad. En este caso, la diferencia obtenida entre los valores de  $k$  real y calculado varía entre 0.01 y 0.08
- El enfoque propuesto consiste en una metodología simplificada para considerar los efectos de escala en el estudio de estabilidad de taludes en macizos rocosos por medio del sistema GSI. Una modelización más rigurosa para evitar el uso de coeficientes de reducción podría ser utilizar métodos de análisis discontinuos, como el método de elementos discretos; o utilizar enfoques basados en el macizo rocoso sintético SRM. Sin embargo, estas metodologías requieren de mayor tiempo para elaborar el modelo y realizar el análisis.
- La formulación propuesta es de aplicación exclusiva para el estudio de estabilidad de taludes, ya que los parámetros que intervienen en su formulación han sido calibrados para este fin, no se debe extrapolar su aplicación a otras obras que involucran macizos rocosos, como túneles o cimentaciones.

## 8.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar una mayor cantidad de análisis retrospectivos de taludes con problemas de inestabilidad, lo cual puede enriquecer la formulación propuesta, para lo cual se deben tomar datos en las caras expuestas previo a producirse la inestabilidad.
- Debido a que se está realizando un análisis bidimensional, se recomienda realizar algunas verificaciones considerando un análisis tridimensional de la distribución de las redes de fracturas.
- Se recomienda ampliar la evaluación al caso de taludes multi-capa, debido a que la formulación planteada solamente es aplicable a taludes homogéneos.
- En esta tesis, cuyo desarrollo se inició en el año 2018, se ha utilizado el método J-MEF para realizar el modelamiento de los macizos rocosos fracturados, el cual constituía el método más práctico que se encontraba implementado en los programas de cómputo comerciales en aquel año. Actualmente, ya existen programas de cómputo que han implementado el enfoque X-MEF, lo cual permite generar la malla de elementos finitos de manera independiente, y de esta manera optimizar tiempos y simplificar los modelos numéricos. Se recomienda evaluar algunos casos de comparación de los enfoques J-MEF y X-MEF a fin de validar los resultados, y generar nuevos casos de análisis que permitan enriquecer la base de datos generada en esta tesis, y que ha servido para definir la formulación planteada.

## 8.3 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

- La formulación planteada en esta tesis podría modificarse y extenderse a otras obras en las que se involucre el estudio de los macizos rocosos fracturados, como las excavaciones subterráneas o las cimentaciones. Para lo cual será necesario re-evaluar los coeficientes propuestos de acuerdo con las características de las estructuras.
- Utilizar la formulación planteada en minería, específicamente en el caso de taludes de tajo abierto, en los cuales se tienen alturas de talud superiores a los 100 m.
- Respecto al estudio de variabilidad del GSI, se recomienda ampliar el número de macizos rocosos evaluados, e incluir macizos rocosos complejos, como por ejemplo las rocas volcánicas.
- El desarrollo de la realidad virtual es una herramienta que en los últimos años ha empezado a utilizarse con éxito para la capacitación en geomecánica minera y civil, por lo que podría incorporarse en el estudio de macizos rocosos, y en la estimación del índice GSI.

## **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

Ali, W., Mohammad, N., & Tahir, M. (2014). Rock mass characterization for diversion tunnels at Diamer Basha dam, Pakistan - A design perspective. *International Journal of Scientific Engineering and Technology*, 3(10), 1292–1296.

Asef, M.R., Reddish D.J., & Lloyd P.W. (2000). Rock-support interaction analysis based on numerical modeling. *Geotech Geol Eng*18, 23–37.

Aydan, Ö., & Dalgic, S. (1998). Prediction of deformation behaviour of 3 lanes Bolu tunnels through squeezing rocks of North Anotolian Fault Zone (NAFZ). In: *Reg. Symp. Sedimentary Rock Engineering*, Taipei, 228-233

Baczynski, N.R.P. (2018). Step path adjusted Hoek Brown GSI chart. In: *Proceedings of the 10th Asian Rock Mechanics Symposium, Society for Rock Mechanics and Engineering Geology*, Singapore, 12p.

Baczynski, N.R.P. (2019a). GSI adjustment for directional Hoek - Brown strength quantified by case studies. In: *Proceedings of the 14th ISRM Congress, International Society for Rock Mechanics*, Lisbon, 8p.

Baczynski, N.R.P. (2019b). GSI adjustment for directional Hoek-Brown strength calibrated by step-path case studies. *Australian Geomechanics Journal*, 54(3), 51-78.

Baczynski, N.R.P. (2020). Hoek–Brown rock mass: Adjusting Geological Strength Index for Directional Strength. In: PM Dight, Slope Stability 2020 (ed.): *Proceedings of the 2020 International Symposium on Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering - Australian Centre for Geomechanics*, 901-912, 12p.  
[https://dx.doi.org/10.36487/acg\\_repo/2025\\_59](https://dx.doi.org/10.36487/acg_repo/2025_59)

Balmer, G. (1952). A general analytical solution for Mohr's envelope. American Society for Testing and Materials, vol 52, pp. 1260-1271.

Barton, N. (1973). Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Eng Geol*, 7:287–332

Barton, N. (1995). The influence of joint properties in modelling jointed rock masses. In: *Keynote lecture, 8th ISRM Congress*, Tokyo, Balkema, Rotterdam, 1023–1032, 10p.

Barton, N. (2002). Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. *Int J Rock Mech Min Sci*, 39(2),185–216.

Barton, N., & Bandis, S. (1982). Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock. Keynote lecture. In: *23rd US symposium on rock mechanics*, Berkeley, California

Barton, N., & Bandis, S. (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. In: Barton & Stephansson (eds.): *Proceedings of the International Symposium on Rock Joints*, Balkema, Rotterdam, 8p.

- Barton, N., & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, 10, 1-65. <https://dx.doi.org/10.1007/BF01261801>
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Journal of Rock Mechanics*, 6(4), 189-223. <https://dx.doi.org/10.1007/BF01239496>
- Bertuzzi, R., Douglas, K., & Mostyn, G. (2016). Comparison of quantified and chart GSI for four rock masses. *Engineering Geology*, 202, 24-35. <https://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.01.002>
- Bhasin, R., & Grimstad, E. (1996) The use of stress–strength relationships in the assessment of tunnel stability. *Tunn Underground Space Technol*, 11(1), 93–98
- Bieniawski, Z.T. (1968). The effect of specimen size on compressive strength of coal. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 5(4), 325-335. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(68\)90004-1](https://doi.org/10.1016/0148-9062(68)90004-1)
- Bieniawski Z.T. (1973) Engineering classification of jointed rock masses. *Trans S Afr Inst Civ Eng* 15:335–344
- Bieniawski, Z.T. (1976): Rock mass classification in rock engineering. In: *Bieniawski, Z.T. (ed.): Symposium Exploration for Rock Engineering - Balkema*, 97-106, 10p.
- Bieniawski, Z.T. (1989). Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering. *John Wiley & Sons Inc.*, The United States, 250p.
- Brown, E.T. (1981). Rock characterization testing and monitoring: ISRM suggested methods. Oxford u.a: Pergamon Pr.
- Cai, M., & Kaiser, P. (2006). Visualization of rock mass classification systems. *Geotechnical and Geological Engineering*, 24(4), 1089-1102. <https://dx.doi.org/10.1007/s10706-005-7464-x>
- Cai, M., Kaiser, P., Tasaka, Y., & Minami, M. (2007). Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(2), 247-265. <https://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2006.07.005>
- Cai, M., Kaiser, P., Uno, H., Tasaka, Y., & Minami, M. (2004). Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(1), 3-19. [https://dx.doi.org/10.1016/s1365-1609\(03\)00025-x](https://dx.doi.org/10.1016/s1365-1609(03)00025-x)
- Ceballos, F., Olalla, C., & Jiménez, R. (2014). Relationship between RMRb and GSI based on in situ data. In: Alejano, R., Perucho, Á., Olalla, C. and Jiménez, R. (eds.): *Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses – CRC Press*, 372 p.

Cosar, S. (2014). Application of rock mass classification systems for future support design of the Dim Tunnel near Alanya. Ph.D. thesis, Middle East Technical University.

Cosserat, E. (1909). *Theorie des corps deformables*. In: *Cosserat F. (ed.): Paris, Hermann*.

Crowder, J.J., & Bawden, W.F. (2004). Review of post-peak parameters and behaviour of rock masses: current trends and research. *Rocnews Fall 2004*. (Public paper uploaded to ResearchGate).

Cundall, P., Pierce, M, & Mas Ivars, D. (2008). Quantifying the size effect of rock mass strength. In: *Proceedings of the First Southern Hemisphere International Rock Mechanics Symposium*.

Day, J.J. (2022). How to incorporate variability of rockmass structures into equivalent continuum numerical models using the Composite Geological Strength Index. In: Hammah, R.E., Yacoub, T.E., McQuillan, A., & Curran, J.: *Proceedings of the Rocscience International Conference – The Evolution of Geotech, 25 Years of Innovation*. CRC Press, Balkema, 110-116, 7p. <https://dx.doi.org/10.1201/9781003188339>

Day, J.J, Diederichs, M.S., & Hutchinson, D.J. (2016). Validation of Composite Geological Strength Index for healed rockmass structure in deep mine access and production tunnels. In: *Tunneling Association of Canada, 2016 Annual Conference, Capitalizing on Underground Infrastructure*, Canada.

Day, J.J., Diederichs, M.S., & Hutchinson, D.J. (2019). Composite Geological Strength Index approach with application to hydrothermal vein networks and other intrablock structures in complex rockmasses. *Geotechnical and Geological Engineering*, 37, 5285-5314. <https://dx.doi.org/10.1007/s10706-019-00980-4>

Dawson, E.M., Roth, W.H., & Drescher, A. (1999). Slope stability analysis by strength reduction. *Géotechnique*, 49(6), 835-840. <https://dx.doi.org/10.1007/BF01239496>

De Bruyn, I., Coulthard, M., Baczynski, N., & Mylvaganam, J. (2013). Two-dimensional and three-dimensional distinct element numerical stability analyses for assessment of the west wall cutback design at Ok Tedi Mine, Papua New Guinea. In: PM Dight (ed.): *Proceedings of the 2013 International Symposium on Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering - Australian Centre for Geomechanics*, 651-668, 16 p. [https://doi.org/10.36487/ACG\\_rep/1308\\_43\\_deBruyn](https://doi.org/10.36487/ACG_rep/1308_43_deBruyn)

Deere, D. (1963). Technical description of rock cores for engineering purposes. *Rock Mechanics and Engineering Geology*, 1(1), 16-22.

Deere, D. (1968). Geological considerations. In: Stagg, K.G., & Zienkiewicz O.C. (eds.): *Rock Mechanics in Engineering Practice, Chapter 1*. Wiley, New York, pp. 1-20.

Deere, D. (1989). Rock quality designation (RQD) after 20 years. In: *U.S. Army Corps of Engineers Contract Report GL-89-1*. Vicksburg, 101p.

Deere, D., Hendron, A., Patton, F., & Cording, E.J. (1967). Design of surface and near-surface construction in rock. In: *Proceedings of 8th U.S. Symposium on Rock Mechanics*, Minneapolis, Minnesota, 237-302.

Diederichs, M.S. (2007). The 2003 Canadian Geotechnical Colloquium: Mechanistic interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunnelling. *Canadian Geotechnical Journal*. 44(9), pp.1082-1116.

Dinc, O.S., Sonmez, H., Tunusluoglu, C., & Kasapoglu, K.E. (2011). A new general empirical approach for the prediction of rock mass strengths of soft to hard rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 48(4), 650-665. <https://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2011.03.001>

Dressel, E. (2022). Improving rock pillar stability guidelines through detailed numerical investigation. M.A.Sc. thesis, Queen's University. Kingston, Ontario, Canada.

Eberhardt, E. (2012). The Hoek-Brown Failure Criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45, 981-988. <https://dx.doi.org/10.1007/s00603-012-0276-4>

Elmo, D., & Stead, D., (2016). Applications of fracture mechanics to rock slopes. In: *Xia-Ting Feng (ed.): Rock Mechanics and Engineering*, Vol 3, 31p.

Esmaili, K., Hadjigeorgiou, J., & Grenon, M., (2010). Estimating geometrical and mechanical REV based on synthetic rock mass models at Brunswick Mine. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 47(6), 915-926. <https://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2010.05.010>

Fischer, C.P., & Diederichs, M.S. (2021). The use of explicit numerical models for the prediction of residual rockmass behaviour around a circular tunnel. *Presented at GeoNiagara – Can. Geotech. Conf.*

García Reyes, A. (2016). Sobre el mecanismo de volteo en taludes y laderas, enfoque numérico aplicado con elemento finito. Tesis para optar el grado académico de Ingeniero Geólogo, Universidad Nacional Autónoma de México.

Gonzalez-Nicieza, C., Alvarez-Fernández, M.I., Menéndez-Díaz, A., & Alvarez-Vigil, A.E. (2006). A Comparative Analysis of Pillar Design Methods and its Application to Marble Mines. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 39, 421-444.

Gonzales De Vallejo, L.I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). Ingeniería Geológica. Ed. Pearson Educación, Madrid, 744p.

Gonzales De Vallejo, L.I., Hijazo, T., Ferrer, M., & Seisdedos, J. (2006). Caracterización Geomecánica de los Materiales Volcánicos de Tenerife. Instituto Geológico y Minero de España, Madrid, 148p.

Goodman, R.E., Taylor, R.L., & Brekke, T.L. (1968). A model for the mechanics of jointed rock. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 94(3), 637-659. <https://dx.doi.org/10.1061/jsfeaq.0001133>

- Griffiths, D.V., & Lane, P.A. (1999). Slope stability analysis by finite elements. *Géotechnique*, 49(3), 387-403. <https://dx.doi.org/10.1680/geot.1999.49.3.387>
- Grasselli, G, Lisjak, A, Mahabadi, O.K, & Tatone B.S. (2011). Slope stability analysis using hybrid finite-element-method code (FEMDEM). In: *Qian Q, Yingxin Z (eds.), Harmonizing Rock Engineering and the Environment, Proc. Int.ISRM Congress.*, Beijing, China, CRC Press, London, 1905-1910.
- Hammah, R.E., Curran, J.H., Yacoub, T.E., & Corkum, B. (2004). Stability Analysis of Rock Slopes using the Finite Element Method. In: Schubert (ed.): *Proceedings of the ISRM Regional Symposium EUROCK 2004 and the 53rd Geomechanics Colloquy*, Salzburg, 6p.
- Hammah, R.E., Yacoub, T.E., Corkum, B., & Curran, J.H. (2005). A Comparison of Finite Element Slope Stability Analysis with Conventional Limit Equilibrium Investigation. In: *Proceedings of the 58th Canadian Geotechnical and 6th Joint IAHCNC and CGS Groundwater Specialty Conferences - GeoSask*, Saskatoon, Canada, 6p.
- Hammah, R.E., Yacoub, T.E., & Curran, J.H. (2006). Investigating the Performance of the Shear Strength Reduction (SSR) Method on the Analysis of Reinforced Slopes. In: *Proceedings of the 59th Canadian Geotechnical and 7th Joint IAHCNC and CGS Groundwater Specialty Conferences - Sea to Sky, Geotechnique 2006*, Vancouver, 5p.
- Hammah, R.E., Yacoub, T.E., Corkum, B., & Curran, J.H. (2007). The Shear Strength Reduction Method for the Generalized Hoek-Brown Criterion. In: *Proceedings of the 40th U.S. Rock Mechanics Symposium*, Alaska, 6p.
- Hammah, R.E., Yacoub, T.E., Corkum, B., & Curran, J.H. (2008). The Practical Modelling of Discontinuous Rock Masses with Finite Element Analysis. In: *Proceedings of the 42nd U.S. Rock Mechanics Symposium - 2nd U.S. - Canada Rock Mechanics Symposium*, San Francisco, 8p.
- Hammah, R.E., Curran J.H., & Yacoub, T. (2009). Variation of Failure Mechanics of Slopes in Jointed Rock Masses with Changing Scale. In: *Proceedings of the 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium*, Toronto, 8p.
- Harr, M.E. (1987). *Reliability - Based Design in Civil Engineering*. McGraw-Hill, New York, 400p.
- Hernández-Gutiérrez, L.E., & Santamarta, J.C. (2015). *Ingeniería Geológica en Terrenos Volcánicos*. Madrid: Ilustre Colegio Oficial de Geólogos, Madrid, 201p.
- Hedley, D.G., & Grant, F. (1972). Stope and pillar design for the Elliot Lake uranium mines. *Can. Inst. Min. Metall. Bull.*, 65, 37-44.
- Hendron, A., & Aiyer, A. (1972). Stresses and strains around a cylindrical tunnel in an elasto-plastic material with dilatancy. *Technical Report, Corps of Engineers Omaha, Nebraska*, 85p.
- Hoek, E. (1983). Strength of jointed rock masses. *Géotechnique*, 23(3), 187–223.

Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses. *International Society for Rock Mechanics News Journal*, 2(2), 4-16.

Hoek, E. (1998). Reliability of Hoek-Brown estimates of rock mass properties and their impact on design. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 35(1), 63-68. [https://dx.doi.org/10.1016/s0148-9062\(97\)00314-8](https://dx.doi.org/10.1016/s0148-9062(97)00314-8)

Hoek, E. (1999). Putting numbers to geology – an engineer's viewpoint. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 32(1), 1-19. <https://dx.doi.org/10.1144/gsl.qjeg.1999.032.p1.01>

Hoek, E. (2009). Fundamentals of slope design. *Keynote address at Slope Stability 2009*, Chile, 26p.

Hoek, E., & Brown, E.T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106(9), 1013-1035. <https://dx.doi.org/10.1061/ajgeb6.0001029>

Hoek, E., & Brown, E.T. (1980). *Underground Excavation in Rock*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 532p.

Hoek E., & Brown E.T. (1988). The Hoek–Brown failure criterion - a 1988 update. In: Curran, J. (ed.): *Proceedings of the 15th Canadian Rock Mechanics Symposium*, Toronto, 31-38, 7p.

Hoek, E., & Brown, E.T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), 1165-1186. [https://dx.doi.org/10.1016/s1365-1609\(97\)80069-x](https://dx.doi.org/10.1016/s1365-1609(97)80069-x)

Hoek, E., & Brown, E.T. (2019). The Hoek–Brown failure criterion and GSI – 2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(3), 445-463. <https://dx.doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.08.001>

Hoek E., Carranza-Torres C.T. & Corcum B. (2002). Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition. In: Bawden, H.R.W., Curran, J. and Telesnicki M., (Eds). *Proceedings of North American Rock Mechanics Society (NARMS-TAC 2002)*. *Mining Innovation and Technology*, Toronto, Canada, 267-273, 8p.

Hoek, E., Carter, T.G., & Diederichs, M.S. (2013). Quantification of the Geological Strength Index chart. In: *Proceedings of 47th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium*, San Francisco, 9p.

Hoek, E., & Diederichs, M.S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43(2), 203–215. <https://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2005.06.005>

Hoek, E., Kaiser, P.K., & Bawden, W.F. (1995). *Support of underground excavations in hard rock*. AA Balkema Publishers, Rotterdam, 215p.

Hoek, E. & Karzulovic, A. (2000). Rock mass properties for surface mines. In Hustraliid, W.A., McCarter, M.K. & Van Zyl D.J.A.: *Slope Stability in Surface Mining*, Littleton, Colorado: Society for Mining, Metallurgical and Exploration (SME), 59-70, 11p.

Hoek, E., & Marinos, P. (2000). Predicting tunnel squeezing. *Tunnels and Tunnelling International*, 32(11), 45-51.

Hoek, E., & Marinos, P. (2007). *A brief history of the Hoek-Brown failure criterion*. *Soils and Rocks*, 2, 1-12.

Hoek, E., Marinos, P., & Benissi, M. (1998). 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*, 57, 151-160. <https://dx.doi.org/10.1007/s100640050031>

Hoek, E., Marinos, P.G., & Marinos, V.P. (2005). Characterisation and engineering properties of tectonically undisturbed but lithologically varied sedimentary rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 42(2), 277-285. <https://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2004.09.015>

Hoek, E., Wood, D., & Shah, S. (1992). A modified Hoek- Brown criterion for jointed rock masses. In: Hudson, J.A. (ed.): *Proceedings of the International Society of Rock Mechanics Symposium on Rock Characterization: Eurock 92*, 209-214, 11p.

Hormazabal, E., Veramendi, R., Barrios, J., Zuniga Olate, G., & Gonzalez, F. (2013). Slope design at Cuajone Pit, Peru. In: PM Dight (ed.): *Proceedings of the 2013 International Symposium on Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering*, Australian Centre for Geomechanics, Perth, 527-539. [https://doi.org/10.36487/ACG\\_rep/1308\\_34\\_Hormazabal](https://doi.org/10.36487/ACG_rep/1308_34_Hormazabal)

Hudson, J.A., & Harrison, J.P. *Engineering Rock Mechanics - An Introduction to the Principles*. Elsevier Science, 456p.

Hussian, S., Mohammad, N., Ur Rehman, Z., Muhammad Khan, N., Shahzada, K., Ali, S., Tahir, M., Raza, S., & Sherin, S. (2020). Review of the Geological Strength Index (GSI) as an empirical classification and rock mass property estimation tool: Origination, modifications, applications, and limitations. *Advances in Civil Engineering*, 1-18. [doi: 10.1155/2020/6471837](https://doi.org/10.1155/2020/6471837)

Irvani, I., Wilopo, W., & Karnawati, D. (2013). Determination of nuclear power plant site in West Bangka based on rock mass rating and Geological Strength index. *Journal of Applied Geology*, 5(2), 78-86. <https://dx.doi.org/10.22146/jag.7210>

ISRM. (1981). Rock characterization, testing and monitoring – ISRM suggested methods. In Brown E.T. (ed.): *International Society of Rock Mechanics*, Pergamon, Oxford.

Itasca Consultores S.L. (2011). Metodología para la determinación del GSI en sondeos - Revisión 0. Documento elaborado para AMSA (sin publicar).

- Itasca (1998). User manual for FLAC, Version 3.4. Itasca Consulting Group Inc. Minneapolis. EEUU.
- Itasca (2004a). 3DEC. Itasca Consulting Group Inc., Version 3.0. <https://www.itascacg.com/software/3DEC>
- Itasca (2004b). UDEC-Universal Distinct Element Code. Itasca Consulting Group Inc., Version 4.0. <https://www.itascacg.com/software/UDDEC>
- Jordá, L., & Tomás, R. (2014). Aplicación de Slope Mass Rating (SMR) en Perú: caracterización geomecánica de un talud en la carretera Izcuchaca-Quichuas (Huancavelica). In: *1st International Congress on Mine Design by Empirical Methods. Perú*, 1(1), 6p.
- Jordá, L., Tomás, R., Arlandi, M., & Abellán, A. (2016). Manual de Estaciones Geomecánicas. Descripción de Macizos Rocosos en Afloramientos. Ed. ETSI Minas. Universidad Politécnica de Madrid. Grupo de Proyectos de Ingeniería, Madrid, 200p.
- Kalamaris, G.S., & Bieniawski, Z.T. (1995). A rock mass strength concept for coal incorporating the effect of time. In: *Proceedings of the 8th International Congress on Rock Mechanics*, Rotterdam, Balkema.
- Kayabasi, A. (2017). The Geological Strength Index Chart assessment for rock mass permeability. *Bulletin of Earth Sciences Application and Research Centre of Hacettepe University*, 38(3), 295-309.
- Krauland, N., & Soder, P.E. (1987). Determining pillar strength from pillar observation. *Eng. Min. J*, 8, 34-40.
- Koutsoftas, D. (2017). Discussion of “Rock quality designation (RQD): time to rest in peace”. *Canadian Geotechnical Journal*, 54(6), 825–834. <https://dx.doi.org/10.1139/cgj-2017-0497>
- Laubscher, D.H. (1984). Design aspects and effectiveness of support system in different mining conditions. *Trans Inst Min Met* 93:A70–A81
- Liao, Q. H., & Hencher S. R. (1997). Numerical modelling of the hydro-mechanical behaviour of fractured rock masses. *International Journal Rock Mechanics & Min Sciences*, 34, 3/4, Paper No. 177, P428.
- Lin, D., Sun, Y., Zhang, W., Yuan, R., He, W., Wang, B., & Shang, Y. (2014). Modifications to the GSI for granite in drilling. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 73(4), 1245-1258. <https://dx.doi.org/10.1007/s10064-014-0581-0>
- Lunder, P.J. (1994). Hard rock pillar strength estimation an applied empirical approach. Thesis for Master of Applied Science, British Columbia.
- Martin, D., & Stacey, P. (2013). Pit slopes in weathered and weak rocks. In: PM Dight (ed.): *Proceedings of the 2013 International Symposium on Slope Stability in Open Pit*

*Mining and Civil Engineering, Slope Stability 2013*, Australian Centre for Geomechanics, Perth, 3-28, 25p. [https://doi.org/10.36487/ACG\\_rep/1308\\_0.1\\_Martin](https://doi.org/10.36487/ACG_rep/1308_0.1_Martin)

Mas Ivars, D., Deisman, N., Pierce, M., & Fairhurst, C. (2007). The synthetic rock mass approach - a step forward in the characterization of jointed rock masses. In: Ribeiro e Sousa, Olalla, Grossmann (eds.): *Proceedings of 11th Congress International Society of Rock Mechanics*, Lisbon, vol. 1, 485-490, 7p.

Marinos, V. (2007). Geotechnical classification and engineering geological behaviour of weak and complex rock masses in tunneling. Ph.D. thesis, School of Civil Engineering, Geotechnical Engineering Department, National Technical University of Athens (NTUA).

Marinos, V. (2017). A revised, geotechnical classification GSI system for tectonically disturbed heterogeneous rock masses, such as flysch. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78(2), 899-912. <https://dx.doi.org/10.1007/s10064-017-1151-z>

Marinos, V., & Carter, T. (2018). Maintaining geological reality in application of GSI for design of engineering structures in rock. *Engineering Geology*, 239, 282-297. <https://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.03.022>

Marinos, P., & Hoek E. (2000). GSI: A geologically friendly tool for rock-mass strength estimation. In: *Proceedings of GeoEng2000 at the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering*, Melbourne, 1422-1446, 19p.

Marinos, P., & Hoek, E. (2001). Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 60(2), 85-92. <https://dx.doi.org/10.1007/s100640000090>

Marinos, V., Marinos, P., & Hoek, E. (2005). The Geological Strength Index: applications and limitations. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 64, 55-65. <https://dx.doi.org/10.1007/s10064-004-0270-5>

Marinos, P., Hoek, E., & Marinos, V. (2005). Variability of the engineering properties of rock masses quantified by the Geological Strength Index: the case of ophiolites with special emphasis on tunnelling. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 65(2), 129-142. <https://dx.doi.org/10.1007/s10064-005-0018-x>

Mejía Camones, L.A., & Chacón Nuñez, C. (2019). Application of the Geological Strength Index in Peruvian underground mines: Retrospective 18 years after its implementation. In: Hadjigeorgiou, J. and Hudyma, M. (eds.): *Proceedings of the Ninth International Symposium on Ground Support in Mining and Underground Construction - Australian Centre for Geomechanics*, 459-470, 12p. [https://doi.org/10.36487/ACG\\_rep/1925\\_32\\_Mejia](https://doi.org/10.36487/ACG_rep/1925_32_Mejia)

Mesec, J., Strelec, S., & Težak, D. (2016). Ground vibrations level characterization through the geological strength index (GSI). *Rudarsko Geolosko Naftni Zbornik*, 32(1), 1-6. <https://dx.doi.org/10.17794/rgn.2017.1.1>

Moallemi, S., Curran, J., & Yacoub T. (2019). On modeling rock slope stability using XFEM. In: *Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Discrete Fracture Network Engineering Conference – American Rock Mechanics Association*, 10p.

Montiel, E., & Tlalolini, A. (2018). Didáctica para mostrar la influencia de la rigidez de las discontinuidades y la dilatación en la estabilidad de las excavaciones. XXIX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica. At: León, Guanajuato.

Morelli, G.L. (2015). Variability of the GSI index estimated from different quantitative methods. *Geotechnical and Geological Engineering* 33(4), 983-995.  
<https://dx.doi.org/10.1007/s10706-015-9880-x>

Mostyn, G. R., & Douglas, K. J. (2000). Strength of intact rock and rockmasses. *Proc., GeoEng2000, ISRM*, Technomics, Lancaster, PA, 1389–1421.

Muñiz, M. (2009). Clasificaciones geomecánicas en rocas volcánicas. Tesina - Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica - Centro de Estudios de Experimentación de Obras Públicas CEDEX.

Obert, L., & Duvall, W.I. (1967). *Rock mechanics and the design of structures in rock*. Wiley, New York.

Osgoui, R., & Ünal, E. (2005). Rock reinforcement design for unstable tunnels originally excavated in very poor rock mass. In: *Erdem & Solak (eds.): Underground Space Use. Analysis of the Past and Lessons for the Future*. Taylor & Francis Group, 291-296, 696p

Palmstrøm A. (1974). Characterization of jointing density and the quality of rock masses (in Norwegian). *Internal report, A.B. Berdal, Norway*, 26 p.

Palmstrøm A. (1982). The volumetric joint count - A useful and simple measure of the degree of rock mass jointing. *IAEG Congress, New Delhi, 1982. pp. V.221 – V.228*

Palmstrøm, A. (1995). RMi—a rock mass characterization system for rock engineering purposes. PhD thesis, University of Oslo, Norway.

Palmstrøm, A. (1996a). Characterizing rock masses by the RMi for use in practical rock engineering, Part1: The development of the rock mass index (RMi). *Tunnelling and Underground Space Technology*, 11(2), 175-188.  
[https://doi.org/10.1016/0886-7798\(96\)00015-6](https://doi.org/10.1016/0886-7798(96)00015-6)

Palmstrøm, A. (1996b). Characterizing rock masses by the RMi for use in practical rock engineering, Part2: Some practical applications of the rock mass index (RMi), *Tunnelling and Underground Space Technol*, 11(3), 287–303.  
[https://doi.org/10.1016/0886-7798\(96\)00028-4](https://doi.org/10.1016/0886-7798(96)00028-4)

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

Pells, P., Bieniawski, Z., Hencher, S., & Pells, S. (2017). Rock Quality Designation (RQD): Time to rest in peace. *Canadian Geotechnical Journal*, 54(6), 825-834. <https://dx.doi.org/10.1139/cgj-2016-0012>

Pierce, M, Mas Ivars, D., & Sainsbury, Bre-Anne. (2009). Use of synthetic rock masses (SRM) to investigate jointed rock mass strength and deformation behaviour. In: Kulatilake & Associates (eds.): *Proceedings of the International Conference on Rock Joints and Jointed Rock Masses 2009*, Tucson, 1-6.

Pitts, M., & Diederichs, M. (2011). The effect of joint condition and block volume on GSI and rockmass strength estimation. In: *Proceedings of 2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference*.

Pozo, R. (2014). Análisis numérico del mecanismo de falla en macizos rocosos fracturados considerando el efecto escala. Tesis para optar el grado académico de Maestro en Ciencias con mención en Geotecnia, Universidad Nacional de Ingeniería (UNI).

Pozo, R. (2021). Encuesta Para Tesis Doctoral. Recuperado el día 6 de marzo, 2022, de: [https://docs.google.com/forms/d/1nUgkIIwFQTywTLRUfGGO0P3J\\_MRGxSjAQ7LuZbfqN2s/edit](https://docs.google.com/forms/d/1nUgkIIwFQTywTLRUfGGO0P3J_MRGxSjAQ7LuZbfqN2s/edit)

Pozo, R. (2021). Estado del arte del índice GSI. Comparación de metodologías de evaluación y aplicaciones. Tesina - Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica - Centro de Estudios de Experimentación de Obras Públicas CEDEX.

Pozo, R. (2021). Modificación del sistema GSI en función de la escala de análisis de estabilidad de taludes en macizos rocosos. In: *Proceedings of V Seminario Peruano de Geoingeniería*.

Pozo, R. (2022). Comparative analysis of different calculation methods of the Geological Strength Index (GSI) based on qualitative and quantitative approaches. *Rudarsko Geolosko Naftni Zbornik (The Mining – Geology – Petroleum Engineering Bulletin)*, 59(3), 121-138. <https://dx.doi.org/10.17794/rgn.2022.3.10>

Pozo, R. (2022). Equivalent Geological Strength Index (GSI) approach with application to rock mass slope stability. *Rudarsko Geolosko Naftni Zbornik (The Mining – Geology – Petroleum Engineering Bulletin)*, 60(4), 53-70. <https://dx.doi.org/10.17794/rgn.2022.4.5>

Puell Marín, F, Arenillas Parra, M., & De la Fuente, M (2004). La linealización del criterio de Hoek-Brown en el análisis de la estabilidad de taludes en roca. *Revista de Obras Públicas: Organo profesional de los ingenieros de caminos, canales y puertos*, 3446, 37-44.

Priest, S.D., & Hudson, J.A. (1976). Discontinuity spacings in rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 13(5), 135-148. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(76\)90818-4](https://doi.org/10.1016/0148-9062(76)90818-4)

Protodyakonov, M. (1962). Methods of studying the strength of rocks, used in the U.S.S.R. *Mining Research*, 649-668.

<https://doi.org/10.1016/B978-1-4832-8307-4.50047-7>

Rabus, B., Eberhardt, E., Stead, D., Ghuman, P., Nadeau, C., Woo, K., Severin, J., & Gao, F. (2009). Application of InSAR to constrain 3-D numerical modelling of complex discontinuous pit slope deformations. *In: Proceedings of Conference Slope Stability 2009, Santiago, Chile.*

Rafiei Renani, H, & Cai, M. (2022). Forty-Year Review of the Hoek–Brown Failure Criterion for Jointed Rock Masses. *Rock Mechanics & Rock Engineering. Jan2022, Vol. 55 Issue 1, p 439-461, 23p.*

Ramamurthy, T., Rao, G.V., & Rao, K.S. (1985) *A strength criterion for rocks. In: Proceedings of Indian geotechnical conference, vol 1, Roorkee, 59–64*

Ramamurthy, T. (1996). Stability of rock mass. *In: Proceedings of eighth Indian Geotechnical Society Annual Lecture. Indian Geotech J., 16, 1–73*

Read, J., & Stacey, P. (2009). Guidelines for open pit slope design. CSIRO Publishing, Melbourne, 512p. <https://dx.doi.org/10.1071/9780643101104>

Riahi A., & Curran J.H. (2008). Application of Cosserat continuum approach in the finite element shear strength reduction analysis of jointed rock slopes. *In: Proceedings of the 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), 110-118, Goa, India.*

Riahi, A., Hammah, R.E., & Curran, J.H. (2010). Limits of Applicability of the Finite Element Explicit Joint Model in the Analysis of Jointed Rock Problems. *In: Proceedings of 44th U.S. Rock Mechanics Symposium and 5th U.S.-Canada Rock Mechanics Symposium, Salt Lake City, Utah.*

Riquelme, A., Abellán, A., Tomás, R., & Jaboyedoff, M. (2014). A new approach for semi-automatic rock mass joints recognition from 3D point clouds. *Computers & Geosciences, 68, 38-52. https://doi.org/10.1016/j.cageo.2014.03.014*

Rocscience (2010). Slide Version 6.005 - 2D Limit Equilibrium Slope Stability Analysis. <https://www.rocscience.com/software/slide2>

Rocscience (2011). Phase<sup>2</sup> Version 8.002 - Finite Element Analysis for Excavations and Slopes. <https://www.rocscience.com/software/rs2>

Russo, G. (2009). A new rational method for calculating the GSI. *Tunnelling and Underground Space Technology, 24(1), 103-111. https://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2008.03.002*

Russo, A., Vela, I., & Hormazabal, E. (2020). Quantification of the intact Geological Strength Index for Rock Masses in hypogene environment. *In: Proceedings of the Eighth International Conference & Exhibition on Mass Mining 2020, 1, 1188-1201, 14p.*

Ryder, J.A., & Jager, A.J. (2002). Rock mechanics for tabular hard rock mines, SIMRAC, Braamfontein, South Africa.

Sánchez Rodríguez, S., López Valero, J.D., & Laina Gómez, C. (2016). Correlaciones entre clasificaciones geomecánicas en ambientes andinos (Correlations of geomechanical indices for Andean environments). In: *ISRM 2nd International Specialized Conference on Soft Rocks*, 1(1), 6p.

Salamon, M.D., & Munro, A.H. (1967). The study of the strength of coal pillars. *J.S. Afr. Inst. Min. Metall*, 67, 55-67.

Schlotfeldt, P., & Carter, T.G. (2018). A new and unified approach to improved scalability and volumetric fracture intensity quantification for GSI and rockmass strength and deformability estimation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 110, 48-67. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2018.06.021>

Serrano, A., Olalla, C., & Perucho, A. (2002). Evaluation of non-linear strength laws for volcanic agglomerates. In: *ISRM International Symposium on Rock Engineering for Mountainous Regions and Workshop on Volcanic Rocks*.

Serrano, A., Olalla, C., Perucho, A., & Hernández, L. (2008). Resistencia y deformabilidad de piroclastos de baja densidad. In: *II Jornadas canarias de geotécnica, Tacoronte, Tenerife*.

Sutton, P., & Schlotfeld (2019). Application of the V-GSI system for assessments of rock mass quality and parameters. In: *Rock Mechanics for Natural Resources and Infrastructure Development*. CRC Press, 8p.

Shang, Y., Zhang, W., & Lu, Y. (2011). Drilling Geological Strength Index in altered gneiss. In: Qian & Zhou (eds.): *Harmonising Rock Engineering and the Environment*, 707-710.

Sheorey, P.R., Das, M.N., Barat, D., Prasad, R.K. & Singh, B. (1987). Coal pillar strength estimation from failed and stable cases. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 24, 347-355.

Sheorey, P.R. (1997). *Empirical Rock Failure Criteria*. A.A. Balkema, Rotterdam.

Špago, A., & Jovanovsky, M. (2019). Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for carbonate rock mass. In: *Proceedings of Geotechnical challenges in karst - ISRM Specialised Conference*, 7p.

Siddique, T., & Khan, E.A. (2019). Stability appraisal of road cut slopes along a strategic transportation route in the Himalayas, Uttarakhand, India. *SN Applied Sciences*, 1(5). <https://dx.doi.org/10.1007/s42452-019-0433-4>

Singh B., & Goel, R.K. (1999) *Rock mass classifications—a practical approach in civil engineering*. Elsevier Ltd, Amsterdam

Singh, J.L., & Tamrakar, N.K. (2013). Rock Mass Rating and Geological Strength Index of rock masses of Thopal-Malekhu River areas, central Nepal lesser Himalaya. *Bulletin of the Department of Geology*, 16, 29-42.

<https://dx.doi.org/10.3126/bdg.v16i0.8882>

Singh, B, Viladkar, M.N., Samadhiya, N.K., & Mehrota, V.K. (1997) Rockmass strength parameters mobilized in tunnels. *Tunn Under-ground Space Technol* 12(1):47–54.

Sjoberg, J. (1992). Failure modes and pillar behaviour in the Zinkgruvan mine. In: *Proc. 33th U.S. Symp. Rock. Mech*, Rotterdam, 491-500.

Spencer E. (1967). Method of analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces. *Geotechnique*, 17(1), 11-26.

<https://doi.org/10.1680/geot.1967.17.1.11>

Stacey, T.R., & Page, C.H. (1986). Practical Handbook for Under-ground Rock Mechanics. *Trans Tech. Publications, Clausthal-Zellerfeld publ.*

Stavrou, A. (2019). Evaluating the effect of scale and heterogeneity on the mechanical behaviour of rock blocks. Ph.D. thesis, The University of Leeds – School of Earth and Environment.

Stead, D., Eberhardt, E., & Coggan, J.S. (2006). Developments in the characterization of complex rock slope deformation and failure using numerical modelling techniques. *Engineering Geology*, 83(1-3), 217-235. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2005.06.033>

Somodi, G., Bar, N., Kovács, L., Arrieta, M., Török, Á., & Vásárhelyi, B. (2021). Study of Rock Mass Rating (RMR) and Geological Strength index (GSI) correlations in granite, siltstone, sandstone and quartzite rock masses. *Applied Sciences*, 11(8), 3351. <https://dx.doi.org/10.3390/app11083351>

Sonmez, H., Ulusay, R., & Gokceoglu, C. (1998). A practical procedure for the back analysis of slope failures in closely jointed rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 35(2), 219-233. [https://dx.doi.org/10.1016/s0148-9062\(97\)00335-5](https://dx.doi.org/10.1016/s0148-9062(97)00335-5)

Sonmez, H., & Ulusay, R. (1999). Modifications to the Geological Strength Index (GSI) and their applicability to stability of slopes. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36(6), 743-760. [https://dx.doi.org/10.1016/s0148-9062\(99\)00043-1](https://dx.doi.org/10.1016/s0148-9062(99)00043-1)

Sonmez, H., & Ulusay, R. (2002). A discussion on the Hoek - Brown failure criterion and suggested modifications to the criterion verified by slope stability case studies. *Bulletin of Earth Sciences Application and Research Centre of Hacettepe University*, 26 (1), 77–99.

Sonmez, H., Gokceoglu, C., & Ulusay, R. (2003). An application of fuzzy sets to the Geological Strength Index (GSI) system used in rock engineering. *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, 16(3), 251–269. [https://doi.org/10.1016/S0952-1976\(03\)00002-2](https://doi.org/10.1016/S0952-1976(03)00002-2)

Sonmez, H., Ercanoglu, M., Ozcelik, Y., & Dagdelenler, G. (2021). How reliable are hand calculation methods used for selection of strength of geomaterials for slope design?.

In: *Workshop "Rockmass Characterization with Emphasis in Rock Slope Hazard". Commission 38 (C38-IAEG) in 3<sup>rd</sup> European Regional Conference of IAEG.*

Špago, A., & Jovanovsky, M. (2019). Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for carbonate rock mass. In: *Proceedings of Geotechnical challenges in karst - ISRM Specialised Conference*, 7p.

Trigueros, E., Canovas, M., Arzua, & Alcaraz, M. (2021). Stability of an abandoned siderite mine: a case study in Northern Spain. *Open Geosciences*, 13, 359-376.

Trueman, R. (1988). An evaluation of strata support techniques in duallife gateroads. PhD thesis, University of Wales, Cardiff

Truzman, M. (2000). Determinación del Índice de Resistencia Geológica (GSI) en rocas metamórficas de la Cordillera de La Costa de Venezuela. *Boletín de la Sociedad Venezolana de Geotecnia*, 78, 3-12.

Truzman, M. (2007). Statistical summary of rock mass characterization for tunnels of the Caracas - Tuy Medio railroad project. In: *Proceedings of the XXIII Pan - American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Sociedad Venezolana de Geotecnia*, 2, 877-882, 6p.

Truzman, M. (2009). Metamorphic rock mass characterization using the Geological Strength Index (GSI). In: *Proceedings of the 43rd U.S. Rock Mechanics Symposium & 4th U.S. - Canada Rock Mechanics Symposium*, 6p.

Tsiambaos, G., & Saroglou, H. (2009). Excavatability assessment of rock masses using the Geological Strength Index (GSI). *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 69(1), 13-27. <https://dx.doi.org/10.1007/s10064-009-0235-9>

Tzamos, S., & Sofianos, A. (2007). A correlation of four rock mass classification systems through their fabric indices. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(4), 477-495. <https://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2006.08.003>

Ulusay, R., & Yucel, Z. (1989). An example for the stability of slopes excavated in weak rocks: Baskoyak Barite Open Pit. *Bulletin of Earth Sciences Application and Research Centre of Hacettepe University*, 15(2), 15-27.

Ulusay, R. (1991). Geotechnical considerations and deterministic design considerations for pitwall slopes at Eskihisar (Yatagan-Mugla) strip coal mine. Ph.D. thesis, Middle East Technical University.

Ulusay, R. (2018). Harmonizing engineering geology with rock engineering for assessing rock slope stability: a review of current practice. *Zbornik Radova Geo-Expo 2018*.

Vallejo, C. (1999). Descripción y aplicaciones prácticas del Índice G.S.I. (Geological Strength Index) en excavaciones subterráneas. In: *Proceedings of XII National Congress of Civil Engineering, Huánuco*.

Vallejo, C. (2002). Aplicaciones del Índice G.S.I. (Geological Strength Index) para el Mapeo Geomecánico y la definición del Sostenimiento de labores Mineras subterráneas (in Spanish). In: *Proceedings of XI Peruvian Congress of Geology, Lima*.

Vásárhelyi, B., Somodi, G., Krupa, Á., & Kovács, L. (2016). Determining the Geological Strength Index (GSI) using different methods. In: *Conference Eurock 2016: Rock Mechanics and Rock Engineering: From the Past to the Future, 1(1)*, 1049-1054. <http://dx.doi.org/10.1201/9781315388502-183>

Vásárhelyi, B., & Bögöly, G. (2019). New method for determining the Geological Strength Index (GSI) value of boreholes. In: *Conference Geotechnical Challenges in Karst, ISRM Specialized Conference. At: Omis (Croatia)*, 425-430, 6p.

Vermeer, P.A., & De Borst, R. (1984). Non-associated plasticity for soils, concrete and rock. *Heron*, 29, 1-64.

Vollgger, S. (2019). Underground blast face - 3D model. Orogenic gold deposit. Auriferous quartz veins hosted in metasedimentary rocks. Retrieved March 6, 2022. <https://sketchfab.com/3d-models/underground-blast-face-3659ecc6bd684ea2ad45bdd561f2ac64>

Walton G., Labrie D., & Alejano L.R. (2019). On the Residual Strength of Rocks and Rockmasses. *Rock Mech. Rock Eng.*, 52:4821–4833. 62.

Wang, R. (2017). Study of scale effects of rock quality designation (RQD) measurements using a discrete fracture network approach. Thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of master of applied science, The University of Waterloo.

Ulusay, R. (1991). Geotechnical considerations and deterministic design considerations for pitwall slopes at Eskihisar (Yatagan-Mugla) strip coal mine. Ph.D. thesis, Middle East Technical University.

Wu, Li., Adoko, A.C., & Bo, Li. (2017). An illustration of determining quantitatively the rock mass quality parameters of the Hoek–Brown failure criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 51, 1063-1076. <https://dx.doi.org/10.1007/s00603-017-1375-z>

Winn, K., & Wong, L.N. (2018). Quantitative GSI determination of Singapore's sedimentary rock mass by applying four different approaches. *Geotechnical and Geological Engineering*, 37(3), 2103-2119. <https://dx.doi.org/10.1007/s10706-018-0748-8>

Winn, K. (2019). Multi-approach Geological Strength index (GSI) determination for stratified sedimentary rock masses in Singapore. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(2), 2351-2358. <https://dx.doi.org/10.1007/s10706-019-01149-9>

Wyllie, D.C. (1999). *Foundations on Rock*. London, UK. Taylor and Francis.

Xia, L., Zheng, Y., & Yu, Q. (2016). Estimation of the REV size for blockiness of fractured rock masses. *Computers and Geotechnics*, 76(1), 83-92. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.02.016>

Yang, B., Mitelman, A., Elmo, D., & Stead, D. (2021). Why the future of rock mass classification systems requires revisiting their empirical past. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 55(1).

<http://dx.doi.org/10.1144/qjegh2021-039>

Yoshinaka, R., Osada, M., Park, H., Sasaki, T., & Sasaki, K. (2008). Practical determination of mechanical design parameters of intact rock considering scale effect. *Engineering Geology*, 96(3-4), 173-186. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2007.10.008>

Yrarrazaval, M.J. (2013). Nueva fórmula de Resistencia para el diseño empírico de pilares de roca. Tesis para optar al título de ingeniero civil de minas. Universidad de Chile, Santiago de Chile.

Yudhbir, Lemanza, W., & Prinzl, F. (1983). An empirical failure criterion for rock masses. In: *Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Congress on Rock Mechanics*, Melbourne, Balkema, Rotterdam, 1.

Zhang, L. (2009). Estimating the strength of jointed rock masses. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 43(4), 391-402. <https://dx.doi.org/10.1007/s00603-009-0065-x>

Zhang, L. (2016). Determination and applications of Rock Quality Designation (RQD). *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8, 389-397.

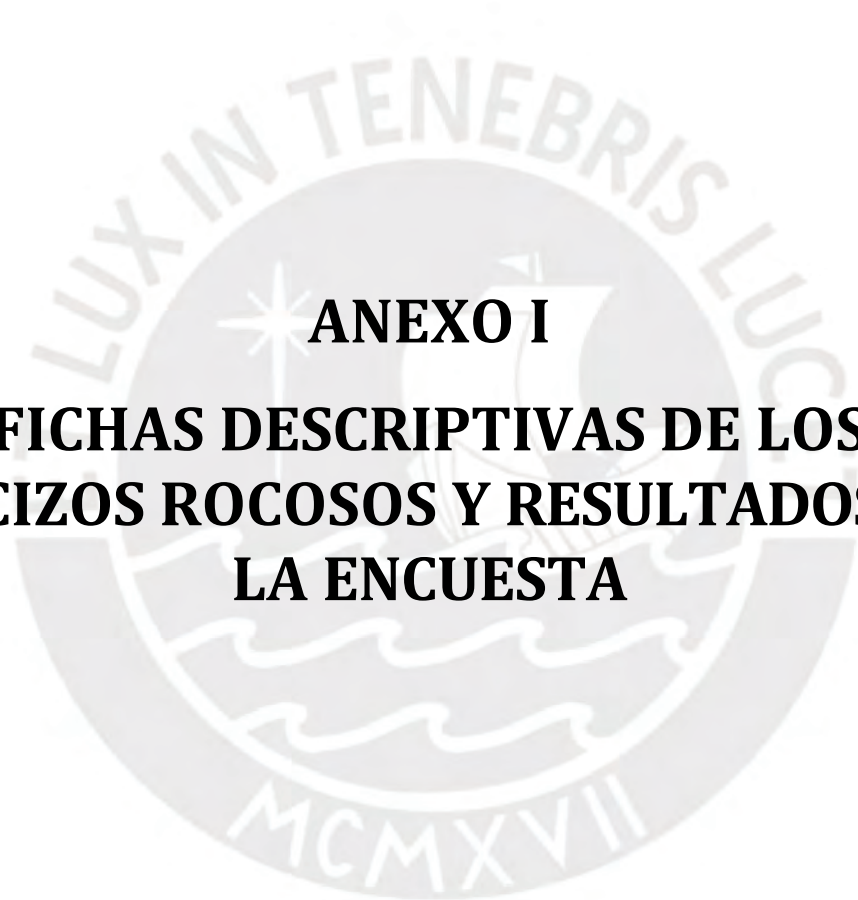
<https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.11.008>

Zhang, Q., Huang, X., Zhu, H., & Li, J. (2019). Quantitative assessments of the correlations between Rock Mass Rating (RMR) and Geological Strength index (GSI). *Tunnelling and Underground Space Technology*, 83, 73-81.

<https://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2018.09.015>



# ANEXOS

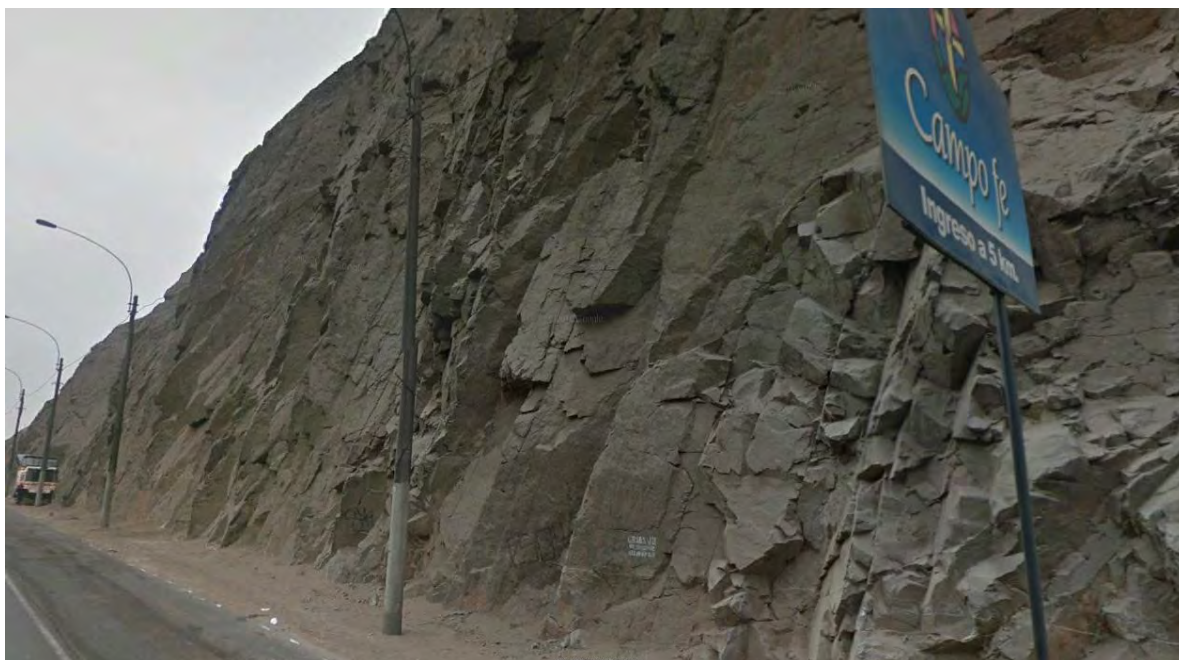


**ANEXO I**

**FICHAS DESCRIPTIVAS DE LOS  
MACIZOS ROCOSOS Y RESULTADOS DE  
LA ENCUESTA**

## Evaluación del Índice GSI con diferentes metodologías

**Descripción:** Afloramiento de roca intrusiva (diorita), con estructura en bloques, discontinuidades rugosas, planas, limpias, con algo de relleno arcilloso, seco.



**Fotografía del macizo rocoso**

**Ubicación: Autopista Ramiro Prialé (Lima – Perú)**

### Índice GSI basado en parámetros del Rock Mass Rating (RMR<sub>89</sub>)

Parámetro	Descripción	Valoración	
RMR1 (RCS, $\sigma_{ci}$ )	RCS = 60 MPa	7	
RMR2 (RQD)	$\lambda_1 = 5$ disc/m, RQD <sub>1</sub> =91%; $\lambda_2 = 6$ disc/m, RQD <sub>2</sub> =88%; RQD <sub><math>\lambda</math></sub> = 89% (valor más probable)	17	
RMR3 (espaciado juntas)	0,60 – 2,00 m	15	
RMR4 (estado de juntas)	Persistencia	3 – 10 m	2
	Apertura	1 – 5 mm	1
	Rugosidad	Rugosa	5
	Relleno	Sin relleno, o en su defecto, relleno duro menor que 5 mm	4
	Alteración	Ligeramente alterada	5
RMR5 (agua)	Macizo rocoso seco	15	
RMR básico (RMR <sub>b</sub> )	$RMR_b = \sum_{i=1}^5 RMR_i$	71	
RMR seco (RMR')	$RMR' = \sum_{i=1}^4 RMR_i + 15$	71	
JCond <sub>89</sub>	JCond <sub>89</sub> = RMR4	17	
<b>GSI (Hoek et al., 1995)</b>	<b>GSI = RMR' - 5</b>	<b>66</b>	

<b>GSI (Hoek et al., 2013)</b>	$GSI = 0,5 \cdot RQD + 1,5 J_{Cond89}$	<b>70</b>
<b>GSI (Ceballos et al., 2014)</b>	General: $GSI = 1,17 \cdot RMR' - 11,36$	<b>72</b>
	Rocas ígneas: $GSI = 1,08 \cdot RMR' - 10,44$	<b>66</b>
	Rocas metamórficas: $GSI = 0,95 \cdot RMR' - 10,44$	-
	Rocas sedimentarias: $GSI = 1,30 \cdot RMR' - 20,19$	-
<b>GSI (Sánchez et al., 2016)</b>	General: $GSI = RMR' - 6$	<b>65</b>
	Rocas plutónicas: $GSI = 1,15 \cdot RMR' - 15$	<b>67</b>
	Rocas sedimentarias de grano grueso: $GSI = RMR' - 7$	-
	Rocas sedimentarias de grano fino: $GSI = 1,1 \cdot RMR' - 12,5$	-
	Rocas metamórficas: $GSI = RMR' - 4$	-
	Rocas plutónicas: $GSI = 0,45 \cdot RQD + 1,47 J_{Cond89}$	<b>65</b>
<b>Índice GSI (Cai et al., 2004)</b>		
<b>Parámetro</b>	<b>Descripción</b>	<b>Valoración</b>
$J_w$ (ondulación)	Planar	1,0
$J_s$ (rugosidad)	Rugosa	2,0
$J_A$ (alteración)	Ligeramente alterada	2,0
$J_c$ (factor de estado de junta), Palmstrom (1995)	$J_c = \frac{J_w J_s}{J_A}$	1,0
Volumen de bloque ( $m^3$ )	$V_b = \frac{s_1 s_2 s_3}{\sqrt[3]{p_1 p_2 p_3} \sin \gamma_1 \sin \gamma_2 \sin \gamma_3}$	0,68
<b>GSI (Cai et al., 2004)</b>	$GSI(V_b, J_c) = \frac{26,5 + 8,79 \ln J_c + 0,9 \ln V_b}{1 + 0,0151 \ln J_c - 0,0253 \ln V_b}$	<b>58</b>
<b>Índice GSI (Sonmez &amp; Ulusay, 2002)</b>		
<b>Parámetro</b>	<b>Descripción</b>	<b>Valoración</b>
$J_v$ (disc/ $m^3$ )	$J_v = (1/0,90) + (1/1,50) + (1/0,50)$	3,8
SR (Structure Rating)	$SR = -17,5 \ln(J_v) + 79,8$	56,4
$R_r$ (Rugosidad)	Obtenido de los puntajes del $RMR_{89}$	5
$R_w$ (Alteración)	Obtenido de los puntajes del $RMR_{89}$	5
$R_f$ (Relleno)	Obtenido de los puntajes del $RMR_{89}$	4
SCR (Surface Condition Rating)	$SCR = R_r + R_w + R_f$	14
<b>GSI (Sonmez &amp; Ulusay, 2002)</b>		<b>61</b>
<b>Índice GSI (Russo, 2009)</b>		
<b>Parámetro</b>	<b>Descripción</b>	<b>Valoración</b>
$J_c$ (factor de estado de junta), Palmstrom (1995)	$J_c = \frac{J_w J_s}{J_A}$	1,0
Volumen de bloque ( $m^3$ )	$V_b = \frac{s_1 s_2 s_3}{\sqrt[3]{p_1 p_2 p_3} \sin \gamma_1 \sin \gamma_2 \sin \gamma_3}$	0,68
<b>GSI (Russo, 2009)</b>	$GSI = 153 - 165 / [1 + (J_p / 0,19)^{0,44}]$	<b>69</b>
<b>Índice GSI Visual (Hoek &amp; Marinos, 2000)</b>		
<b>Estructura</b>	<b>Condición de Juntas</b>	<b>Valoración</b>
Fracturado en bloques	Buena	<b>67</b>

## Evaluación del Índice GSI con diferentes metodologías

**Descripción:** Afloramiento de pizarra en corte de carretera. Resistencia a la compresión simple promedio de 25 MPa, separación de juntas de 60 - 200 mm, persistencia superior a los 20 m, discontinuidades onduladas/suaves, con relleno duro. El valor de RQD más probable es de 45%.



**Fotografía del macizo rocoso**

**Ubicación: Carretera Izcuchaca - Quichuas (Huancavelica – Perú)**

### Índice GSI basado en parámetros del Rock Mass Rating (RMR<sub>89</sub>)

Parámetro	Descripción	Valoración	
RMR1 (RCS, $\sigma_{ci}$ )	RCS = 25 MPa	3	
RMR2 (RQD)	RQD = 25 %	8	
RMR3 (espaciado juntas)	6 –20 cm	8	
RMR4 (estado de juntas)	Persistencia	>20 m	0
	Apertura	> 5 mm	0
	Rugosidad	Ondulada/suave	1
	Relleno	Sin relleno	6
	Alteración	Ligera a moderada	4
RMR5 (agua)	Macizo rocoso seco	15	
RMR básico (RMR <sub>b</sub> )	$RMR_b = \sum_{i=1}^5 RMR_i$	45	
RMR seco (RMR')	$RMR' = \sum_{i=1}^4 RMR_i + 15$	45	
JCond <sub>89</sub>	JCond <sub>89</sub> = RMR4	11	
<b>GSI (Hoek et al., 1995)</b>	<b>GSI = RMR' -5</b>	<b>40</b>	

<b>GSI (Hoek et al., 2013)</b>	$GSI = 0,5 \cdot RQD + 1,5 J_{Cond89}$	<b>29</b>
<b>GSI (Ceballos et al., 2014)</b>	General: $GSI = 1,17 \cdot RMR' - 11,36$	<b>41</b>
	Rocas ígneas: $GSI = 1,08 \cdot RMR' - 10,44$	-
	Rocas metamórficas: $GSI = 0,95 \cdot RMR' - 10,44$	<b>32</b>
	Rocas sedimentarias: $GSI = 1,30 \cdot RMR' - 20,19$	-
<b>GSI (Sánchez et al., 2016)</b>	General: $GSI = RMR' - 6$	<b>39</b>
	Rocas plutónicas: $GSI = 1,15 \cdot RMR' - 15$	-
	Rocas sedimentarias de grano grueso: $GSI = RMR' - 7$	-
	Rocas sedimentarias de grano fino: $GSI = 1,1 \cdot RMR' - 12,5$	-
	Rocas metamórficas: $GSI = RMR' - 4$	<b>41</b>
	Rocas metamórficas: $GSI = 0,41 \cdot RQD + 1,99 J_{Cond89}$	<b>32</b>
<b>Índice GSI (Cai et al., 2004)</b>		
<b>Parámetro</b>	<b>Descripción</b>	<b>Valoración</b>
$J_w$ (ondulación)	Ondulada	1,5
$J_s$ (rugosidad)	Superficie suave	1,0
$J_A$ (alteración)	Moderadamente alterado	2,0
$J_c$ (factor de estado de junta), Palmstrom (1995)	$J_c = \frac{J_w J_s}{J_A}$	0,75
Volumen de bloque (cm <sup>3</sup> )	$V_b = \frac{s_1 s_2 s_3}{\sqrt[3]{p_1 p_2 p_3} \sin \gamma_1 \sin \gamma_2 \sin \gamma_3}$	720
<b>GSI (Cai et al., 2004)</b>	$GSI(V_b, J_c) = \frac{26,5 + 8,79 \ln J_c + 0,9 \ln V_b}{1 + 0,0151 \ln J_c - 0,0253 \ln V_b}$	<b>36</b>
<b>Índice GSI (Sonmez &amp; Ulusay, 2002)</b>		
<b>Parámetro</b>	<b>Descripción</b>	<b>Valoración</b>
$J_v$ (disc/m <sup>3</sup> )	$J_v = (1/0,06) + (1/0,20) + (1/0,06)$	38
SR (Structure Rating)	$SR = -17,5 \ln(J_v) + 79,8$	16
$R_r$ (Rugosidad)	Obtenido de los puntajes del $RMR_{89}$	1
$R_w$ (Alteración)	Obtenido de los puntajes del $RMR_{89}$	4
$R_f$ (Relleno)	Obtenido de los puntajes del $RMR_{89}$	6
SCR (Surface Condition Rating)	$SCR = R_r + R_w + R_f$	11
<b>GSI (Sonmez &amp; Ulusay, 2002)</b>		<b>36</b>
<b>Índice GSI (Russo, 2009)</b>		
<b>Parámetro</b>	<b>Descripción</b>	<b>Valoración</b>
$J_c$ (factor de estado de junta), Palmstrom (1995)	$J_c = \frac{J_w J_s}{J_A}$	0,75
Volumen de bloque (cm <sup>3</sup> )	$V_b = \frac{s_1 s_2 s_3}{\sqrt[3]{p_1 p_2 p_3} \sin \gamma_1 \sin \gamma_2 \sin \gamma_3}$	720
<b>GSI (Russo, 2009)</b>	$GSI = 153 - 165 / [1 + (JP/0,19)^{0,44}]$	<b>22</b>
<b>Índice GSI Visual (Hoek &amp; Marinos, 2000)</b>		
<b>Estructura</b>	<b>Condición de Juntas</b>	<b>Valoración</b>
Muy fracturado en bloques	Regular a mala	<b>40</b>

## Evaluación del Índice GSI con diferentes metodologías

**Descripción:** Macizo rocoso de naturaleza pseudo metamorfizada del tipo lutita pizarrosa, intensamente fracturado, espaciamiento promedio entre fracturas de 0,05 m, baja resistencia a la compresión simple (< 5MPa), las discontinuidades presentan una abertura de hasta 5 mm, parcialmente con relleno duro, macizo rocoso húmedo



Fotografía del macizo rocoso

Ubicación: Universidad Nacional de Ingeniería (Lima – Perú)

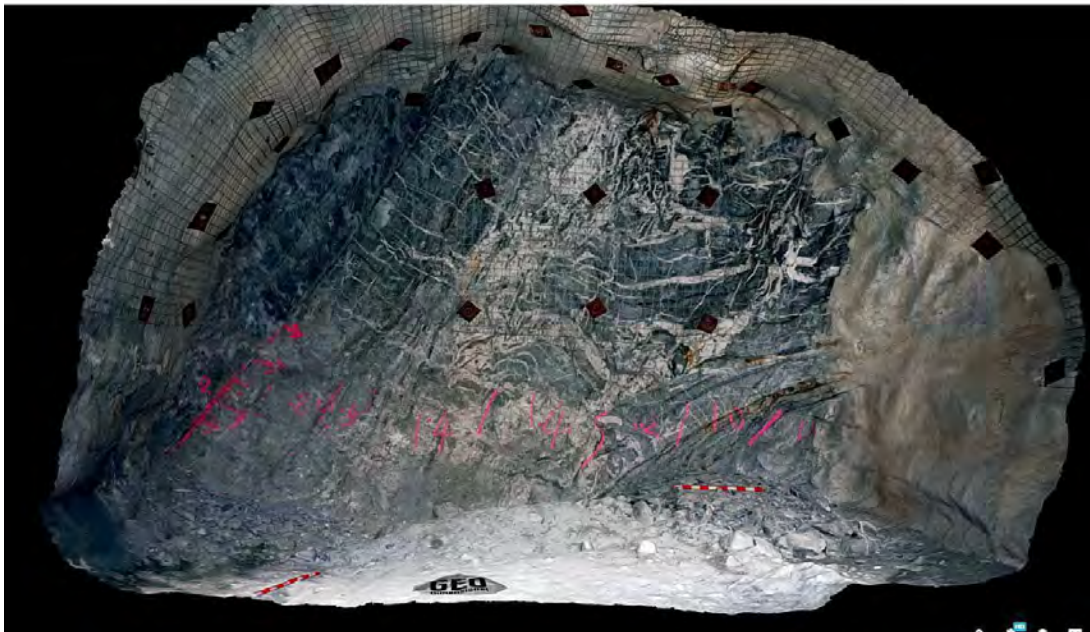
### Índice GSI basado en parámetros del Rock Mass Rating (RMR<sub>89</sub>)

Parámetro	Descripción	Valoración	
RMR1 (RCS, $\sigma_{ci}$ )	RCS = 1 – 5 MPa	1	
RMR2 (RQD)	$\lambda = 35$ disc/m, RQD = 22 % (muy mala)	3	
RMR3 (espaciado juntas)	0,05 m	5	
RMR4 (estado de juntas)	Persistencia	10 – 20 m	1
	Apertura	1 – 5 mm	1
	Rugosidad	Ondulada	1
	Relleno	Relleno duro, menor que 5 mm	4
	Alteración	Descompuesto	0
RMR5 (agua)	Macizo rocoso húmedo	7	
RMR básico (RMR <sub>b</sub> )	$RMR_b = \sum_{i=1}^5 RMR_i$	23	
RMR seco (RMR')	$RMR' = \sum_{i=1}^4 RMR_i + 15$	31	
JCond <sub>89</sub>	JCond <sub>89</sub> = RMR4	7	
GSI (Hoek et al., 1995)	GSI = RMR' - 5	26	

<b>GSI (Hoek et al., 2013)</b>	$GSI = 0,5 \cdot RQD + 1,5 J_{Cond89}$	<b>22</b>
<b>GSI (Ceballos et al., 2014)</b>	General: $GSI = 1,17 \cdot RMR' - 11,36$	<b>25</b>
	Rocas ígneas: $GSI = 1,08 \cdot RMR' - 10,44$	-
	Rocas metamórficas: $GSI = 0,95 \cdot RMR' - 10,44$	<b>19</b>
	Rocas sedimentarias: $GSI = 1,30 \cdot RMR' - 20,19$	-
<b>GSI (Sánchez et al., 2016)</b>	General: $GSI = RMR' - 6$	<b>25</b>
	Rocas plutónicas: $GSI = 1,15 \cdot RMR' - 15$	-
	Rocas sedimentarias de grano grueso: $GSI = RMR' - 7$	-
	Rocas sedimentarias de grano fino: $GSI = 1,1 \cdot RMR' - 12,5$	-
	Rocas metamórficas: $GSI = RMR' - 4$	<b>27</b>
	Rocas metamórficas: $GSI = 0,41 \cdot RQD + 1,99 J_{Cond89}$	<b>23</b>
<b>Índice GSI (Cai et al., 2004)</b>		
<b>Parámetro</b>	<b>Descripción</b>	<b>Valoración</b>
$J_w$ (ondulación)	Pequeña a moderada ondulación	1,5
$J_s$ (rugosidad)	Superficie suave	1,0
$J_A$ (alteración)	Relleno duro	6,0
$J_c$ (factor de estado de junta), Palmstrom (1995)	$J_c = \frac{J_w J_s}{J_A}$	0,25
Volumen de bloque (cm <sup>3</sup> )	$V_b = \frac{S_1 S_2 S_3}{\sqrt[3]{P_1 P_2 P_3} \sin \gamma_1 \sin \gamma_2 \sin \gamma_3}$	125
<b>GSI (Cai et al., 2004)</b>	$GSI(V_b, J_c) = \frac{26,5 + 8,79 \ln J_c + 0,9 \ln V_b}{1 + 0,0151 \ln J_c - 0,0253 \ln V_b}$	<b>22</b>
<b>Índice GSI (Sonmez &amp; Ulusay, 2002)</b>		
<b>Parámetro</b>	<b>Descripción</b>	<b>Valoración</b>
$J_v$ (disc/m <sup>3</sup> )	$J_v = (1/0,05) + (1/0,05) + (1/0,05)$	60
SR (Structure Rating)	$SR = -17,5 \ln(J_v) + 79,8$	8,1
$R_r$ (Rugosidad)	Obtenido de los puntajes del $RMR_{89}$	1
$R_w$ (Alteración)	Obtenido de los puntajes del $RMR_{89}$	0
$R_f$ (Relleno)	Obtenido de los puntajes del $RMR_{89}$	4
SCR (Surface Condition Rating)	$SCR = R_r + R_w + R_f$	5
<b>GSI (Sonmez &amp; Ulusay, 2002)</b>		<b>19</b>
<b>Índice GSI (Russo, 2009)</b>		
<b>Parámetro</b>	<b>Descripción</b>	<b>Valoración</b>
$J_c$ (factor de estado de junta), Palmstrom (1995)	$J_c = \frac{J_w J_s}{J_A}$	0,25
Volumen de bloque (cm <sup>3</sup> )	$V_b = \frac{S_1 S_2 S_3}{\sqrt[3]{P_1 P_2 P_3} \sin \gamma_1 \sin \gamma_2 \sin \gamma_3}$	125
<b>GSI (Russo, 2009)</b>	$GSI = 153 - 165 / [1 + (JP/0,19)^{0,44}]$	<b>8</b>
<b>Índice GSI Visual (Hoek &amp; Marinos, 2000)</b>		
<b>Estructura</b>	<b>Condición de Juntas</b>	<b>Valoración</b>
Desintegrado	Mala	<b>24</b>

## Evaluación del Índice GSI con diferentes metodologías

**Descripción:** Galería filón de cuarzo aurífero encajado en areniscas, lutitas y esquistos plegados. Ancho aproximado = 7 m. Para efectos de escala se puede considerar que la separación entre bulones swellex es de 1,5 m.



Fotografía del macizo rocoso

Ubicación: <https://sketchfab.com/3d-models/underground-blast-face-3659ecc6bd684ea2ad45bdd561f2ac64>

### Índice GSI basado en parámetros del Rock Mass Rating (RMR<sub>89</sub>)

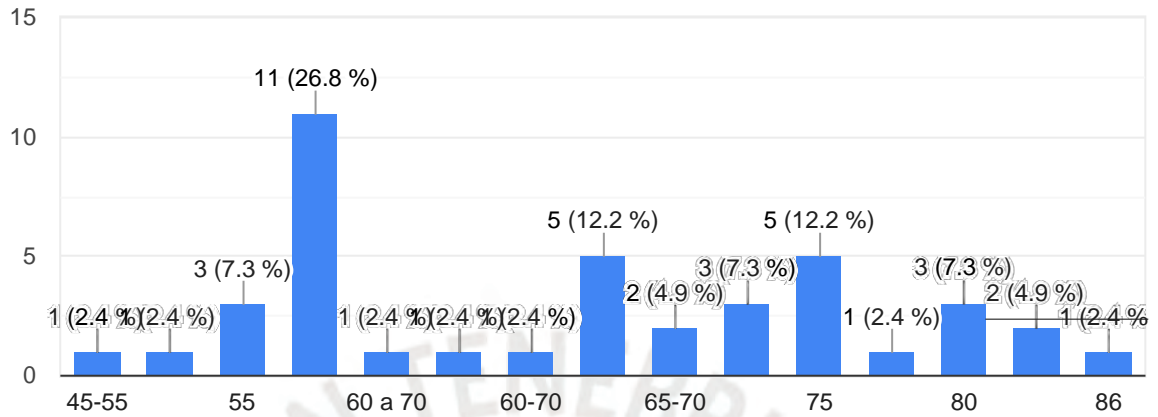
Parámetro	Descripción	Valoración	
RMR1 (RCS, $\sigma_{ci}$ )	RCS = 40 MPa	4	
RMR2 (RQD)	$\lambda = 11$ disc/m, RQD = 70 %	13	
RMR3 (espaciado juntas)	0,20 m	8	
RMR4 (estado de juntas)	Persistencia	3 – 10 m	2
	Apertura	1 – 5 mm	1
	Rugosidad	Ondulada, rugosa	3
	Relleno	Relleno duro, menor que 5 mm (veta)	4
	Alteración	Ligeramente alterado (óxidos)	5
RMR5 (agua)	Macizo rocoso seco	15	
RMR básico (RMR <sub>b</sub> )	$RMR_b = \sum_{i=1}^5 RMR_i$	55	
RMR seco (RMR')	$RMR' = \sum_{i=1}^4 RMR_i + 15$	55	
JCond <sub>89</sub>	JCond <sub>89</sub> = RMR4	15	
<b>GSI (Hoek et al., 1995)</b>	<b>GSI = RMR' - 5</b>	<b>50</b>	

<b>GSI (Hoek et al., 2013)</b>	$GSI = 0,5 * RQD + 1,5 J_{Cond89}$	<b>58</b>
<b>GSI (Ceballos et al., 2014)</b>	General: $GSI = 1,17 * RMR' - 11,36$	<b>53</b>
	Rocas ígneas: $GSI = 1,08 * RMR' - 10,44$	-
	Rocas metamórficas: $GSI = 0,95 * RMR' - 10,44$	-
	Rocas sedimentarias: $GSI = 1,30 * RMR' - 20,19$	<b>51</b>
<b>GSI (Sánchez et al., 2016)</b>	General: $GSI = RMR' - 6$	<b>49</b>
	Rocas plutónicas: $GSI = 1,15 * RMR' - 15$	-
	Rocas sedimentarias de grano grueso: $GSI = RMR' - 7$	<b>48</b>
	Rocas sedimentarias de grano fino: $GSI = 1,1 * RMR' - 12,5$	-
	Rocas metamórficas: $GSI = RMR' - 4$	-
	Rocas sedimentaria: $GSI = 0,53 * RQD + 0,76 J_{Cond89}$	<b>49</b>
<b>Índice GSI (Cai et al., 2004)</b>		
<b>Parámetro</b>	<b>Descripción</b>	<b>Valoración</b>
$J_w$ (ondulación)	Ondulada	2,0
$J_s$ (rugosidad)	Rugosa	2,0
$J_A$ (alteración)	Alteración ligera	1,0
$J_c$ (factor de estado de junta), Palmstrom (1995)	$J_c = \frac{J_w J_s}{J_A}$	4,0
1 Volumen de bloque ( $cm^3$ )	$V_b = \frac{s_1 s_2 s_3}{\sqrt[3]{p_1 p_2 p_3} \sin \gamma_1 \sin \gamma_2 \sin \gamma_3}$	8000
<b>GSI (Cai et al., 2004)</b>	$GSI(V_b, J_c) = \frac{26,5 + 8,79 \ln J_c + 0,9 \ln V_b}{1 + 0,0151 \ln J_c - 0,0253 \ln V_b}$	<b>59</b>
<b>Índice GSI (Sonmez &amp; Ulusay, 2002)</b>		
<b>Parámetro</b>	<b>Descripción</b>	<b>Valoración</b>
$J_v$ ( $disc/m^3$ )	$J_v = (1/0,20) + (1/0,20) + (1/0,20)$	15,0
SR (Structure Rating)	$SR = -17,5 \ln(J_v) + 79,8$	32,4
$R_r$ (Rugosidad)	Obtenido de los puntajes del $RMR_{89}$	3
$R_w$ (Alteración)	Obtenido de los puntajes del $RMR_{89}$	5
$R_f$ (Relleno)	Obtenido de los puntajes del $RMR_{89}$	4
SCR (Surface Condition Rating)	$SCR = R_r + R_w + R_f$	12
<b>GSI (Sonmez &amp; Ulusay, 2002)</b>		<b>46</b>
<b>Índice GSI (Russo, 2009)</b>		
<b>Parámetro</b>	<b>Descripción</b>	<b>Valoración</b>
$J_c$ (factor de estado de junta), Palmstrom (1995)	$J_c = \frac{J_w J_s}{J_A}$	4,0
Volumen de bloque ( $cm^3$ )	$V_b = \frac{s_1 s_2 s_3}{\sqrt[3]{p_1 p_2 p_3} \sin \gamma_1 \sin \gamma_2 \sin \gamma_3}$	8000
<b>GSI (Russo, 2009)</b>	$GSI = 153 - 165 / [1 + (J_p / 0,19)^{0,44}]$	<b>58</b>
<b>Índice GSI Visual (Hoek &amp; Marinos, 2000)</b>		
<b>Estructura</b>	<b>Condición de Juntas</b>	<b>Valoración</b>
Fracturado en bloques	Regular	<b>49</b>

Caso 1: Afloramiento de roca intrusiva (diorita), con estructura en bloques, el espaciamiento entre fracturas varía entre 0.60 y 2.00 m, discontinuidades rugosas, planas, limpias, con algo de relleno arcilloso, seco. ¿Qué valor de GSI asignarías visualmente?

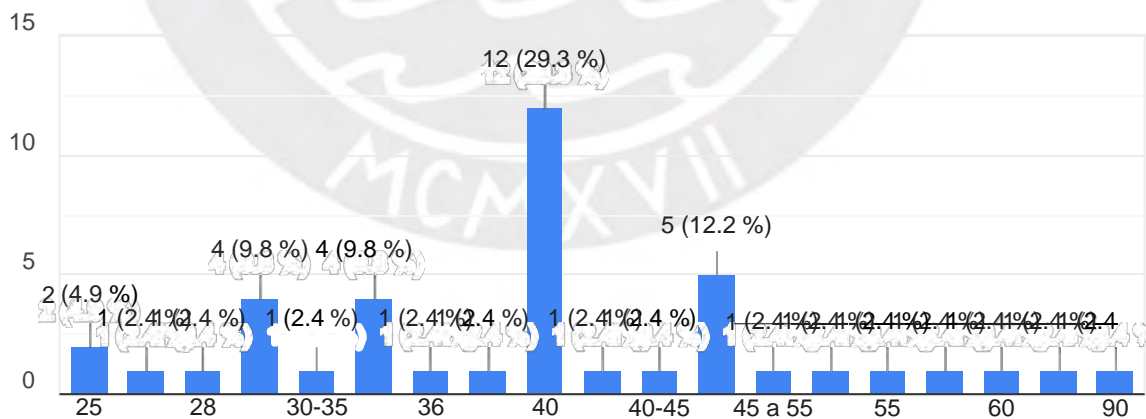


41 respuestas



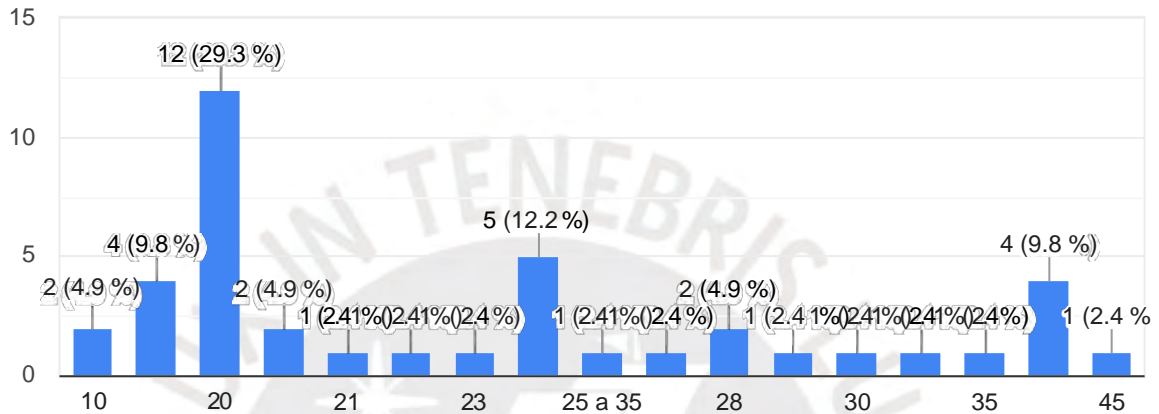
Caso 2: Afloramiento de pizarra en corte de carretera. Resistencia a la compresión simple promedio de 25 MPa, separación entre juntas de 60 - 200 mm, persistencia superior a los 20 m, discontinuidades onduladas/suaves, con relleno duro. El valor de RQD más probable es de 45%. ¿Qué valor de GSI asignarías visualmente?

41 respuestas



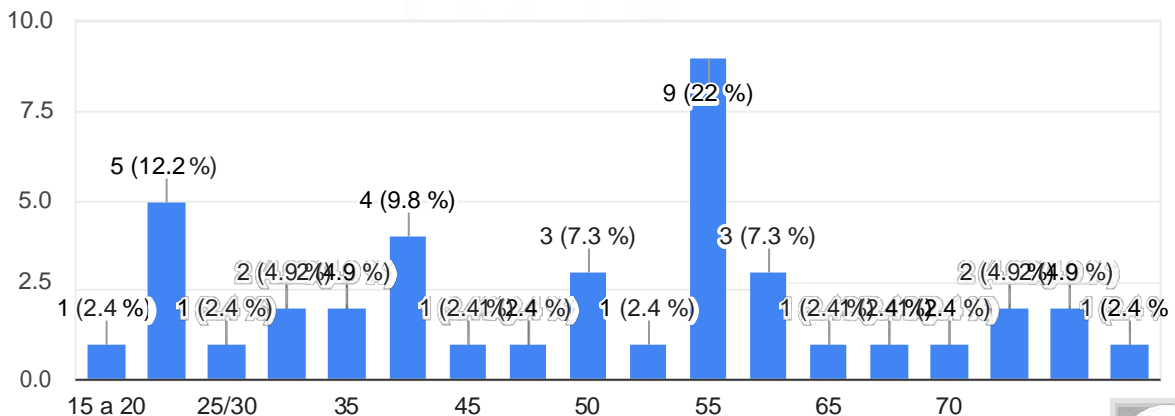
Caso 3: El macizo rocoso evaluado corresponde a una roca de naturaleza pseudo metamorfozada del tipo lutita pizarrosa, el cual se encuentra intensamente fracturado, con un espaciamiento entre fracturas de 0.05 m aproximadamente, de baja resistencia a la compresión simple (< 5MPa), las discontinuidades presentan una abertura de hasta 5 mm, parcialmente con relleno duro, el macizo rocoso se encuentra húmedo ¿Qué valor de GSI asignarías visualmente?

41 respuestas



Caso 4: Galería filón de cuarzo aurífero encajado en areniscas, lutitas y esquistos plegados. Ancho aproximado = 7 m. Para efectos de escala se puede considerar que la separación entre bulones swellex es de 1.5 m. Se puede visualizar el macizo rocoso en 3D con más claridad en el enlace: <https://sketchfab.com/3d-models/underground-blast-face-3659ecc6bd684ea2ad45bdd561f2ac64> ¿Qué valor de GSI asignarías visualmente?

41 respuestas


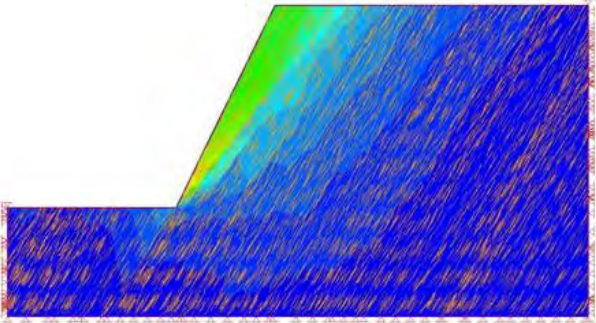

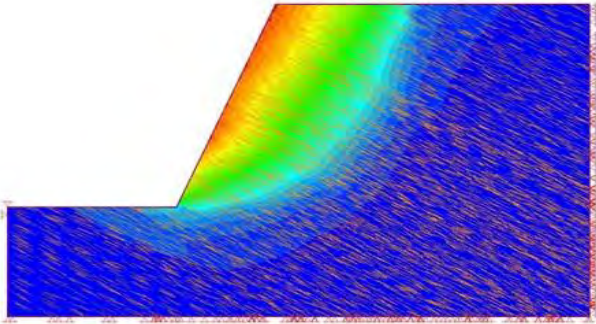

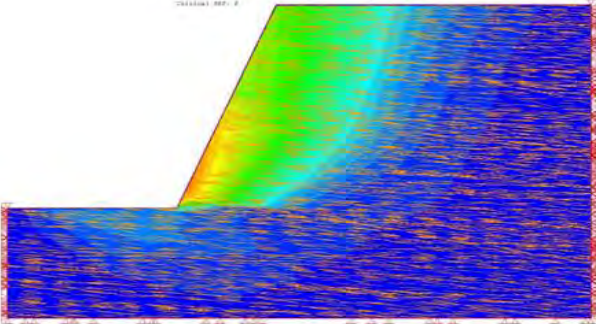





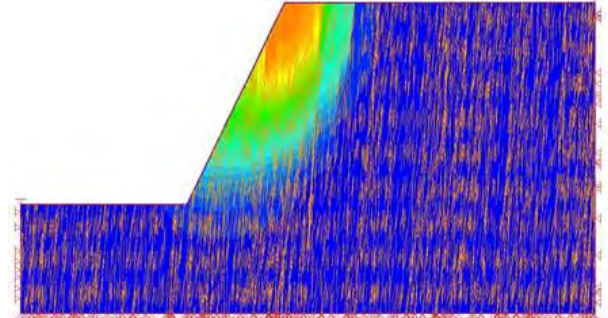
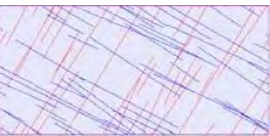
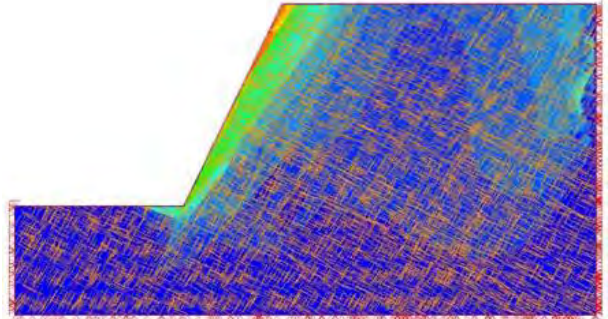
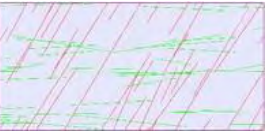
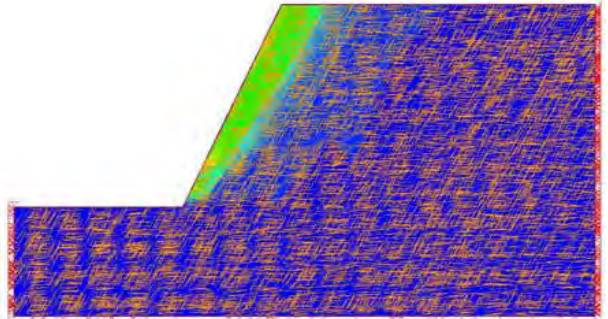
**ANEXO II**

**SALIDAS GRÁFICAS DE LOS ANÁLISIS  
REALIZADOS PARA EL CÁLCULO DEL  
GSI ESCALADO**

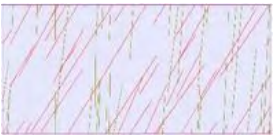
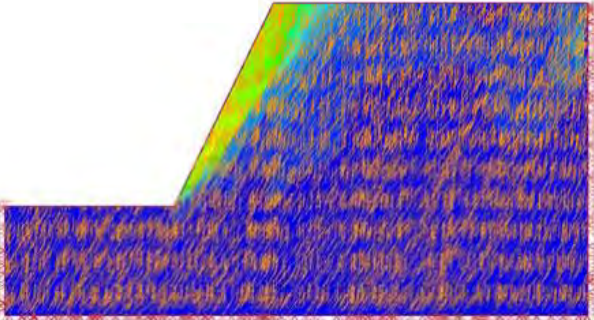
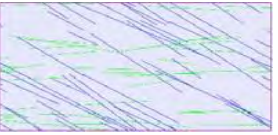
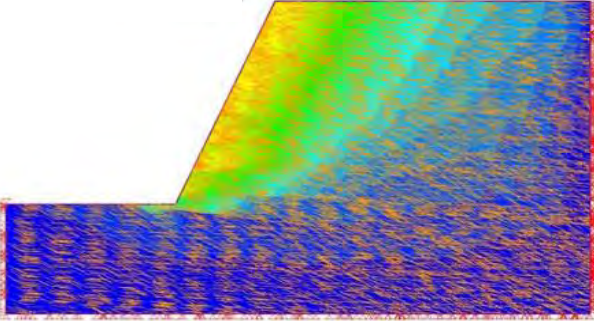
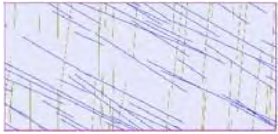
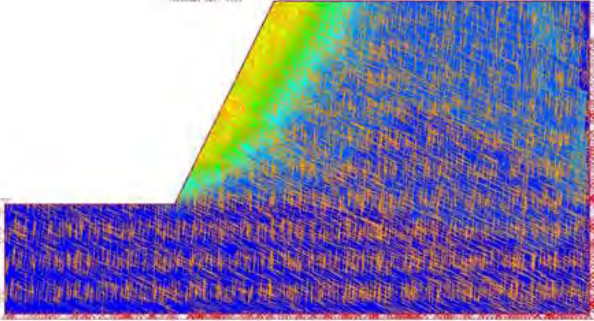
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1		40	8	MB	0.7	100	72	62	0.86	
F-2		65	11	R	0.7	100	60	54	0.90	
F-3		65	11	B	1.5	100	72	68	0.94	

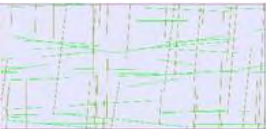
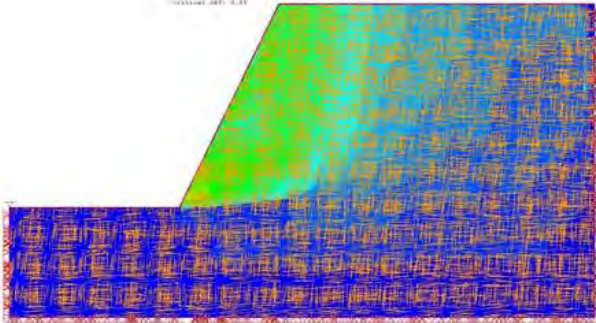
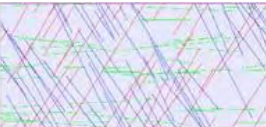
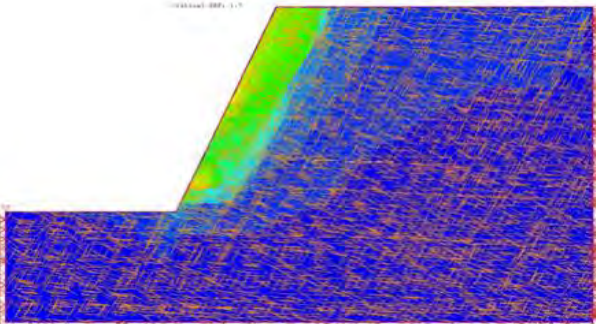
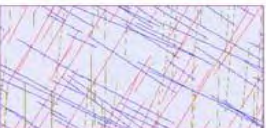
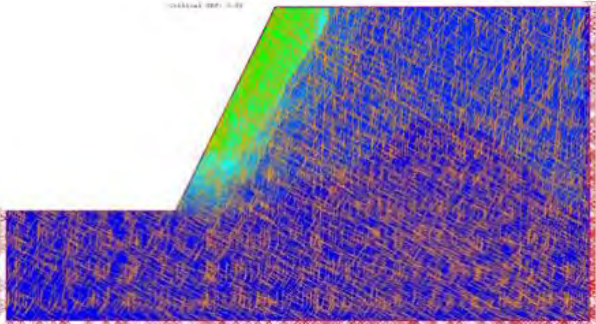
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-4		200	29	R	0.7	150	58	47	0.81	
F-1 F-2		30	5	M	1.5	250	54	25	0.46	
F-1 F-3		40	8	M	1.5	250	54	29	0.54	

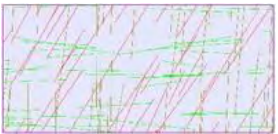
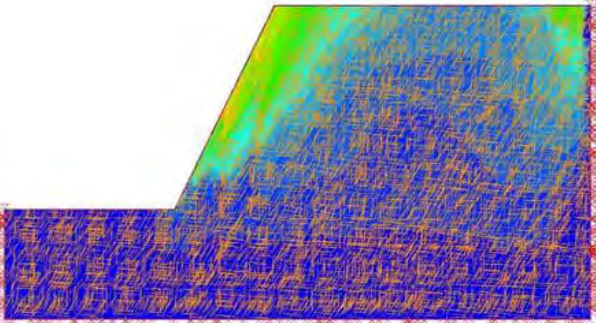
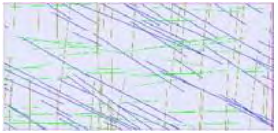
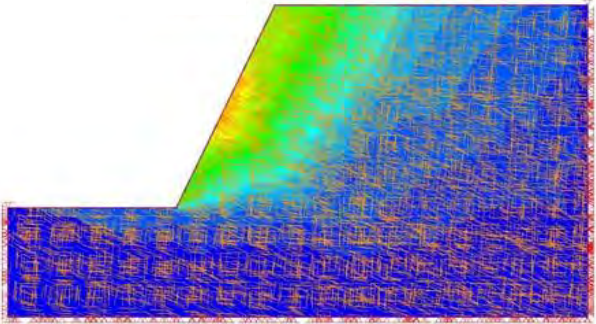
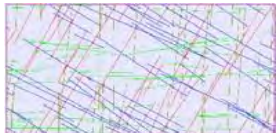
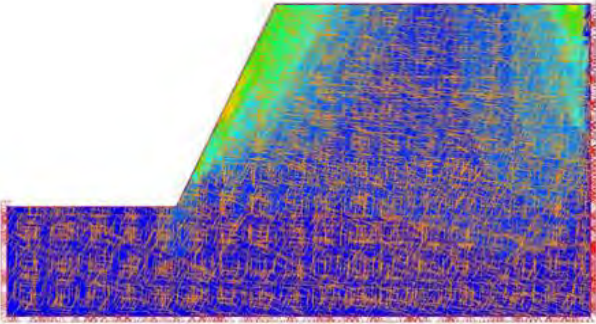
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1 F-4		212.5	18.5	B	0.7	100	70	58	0.83	
F-2 F-3		200	29	MM	1.5	150	54	39	0.72	
F-2 F-4		65	11	MM	0.7	100	37	25	0.68	


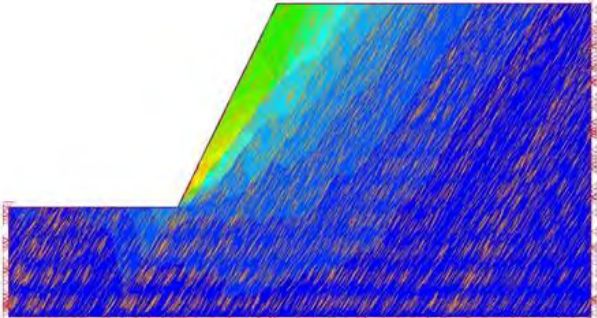
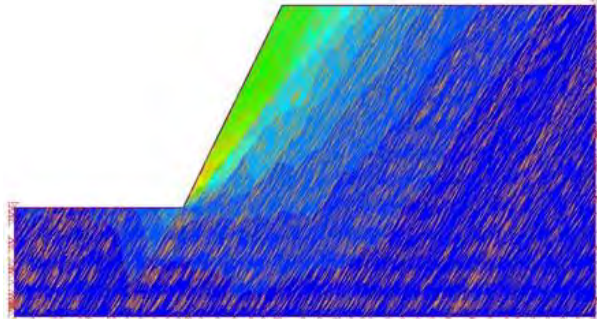
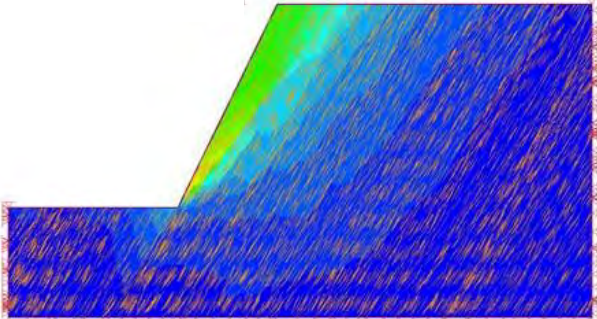
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-3 F-4		200	29	MB	0.7	150	72	62	0.86	
F-1 F-2 F-3		212.5	18.5	MB	0.7	50	80	72	0.90	
F-1 F-2 F-4		40	8	R	0.7	150	60	41	0.68	

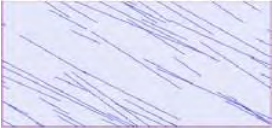
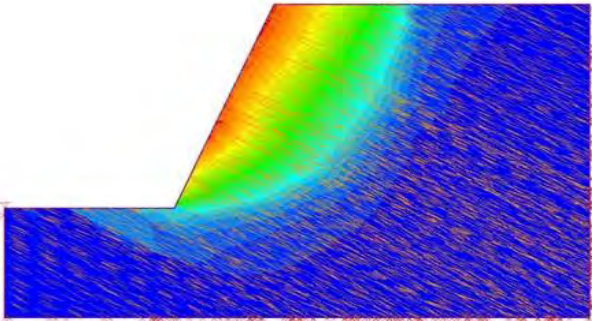
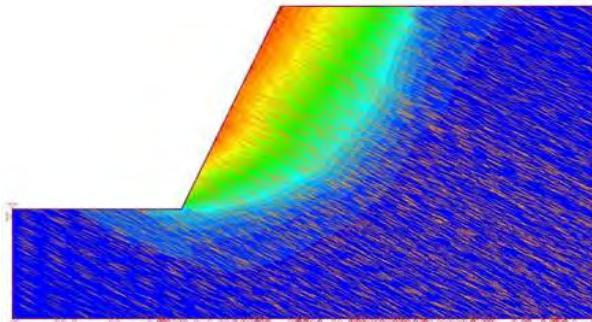
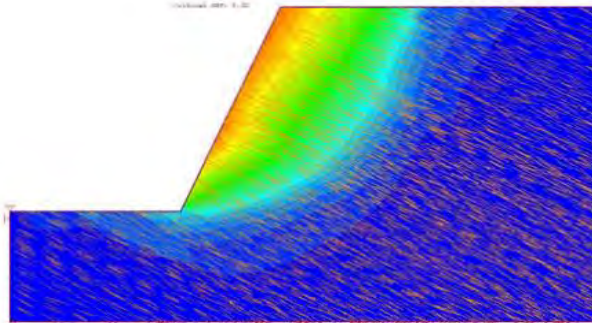
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1 F-3 F-4		40	8	R	0.7	100	62	43	0.69	
F-2 F-3 F-4		65	11	M	0.7	50	52	43	0.83	
F-1 F-2 F-3 F-4		200	29	MB	0.7	150	80	58	0.73	


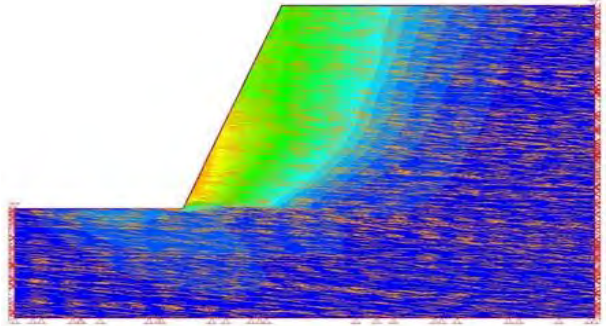
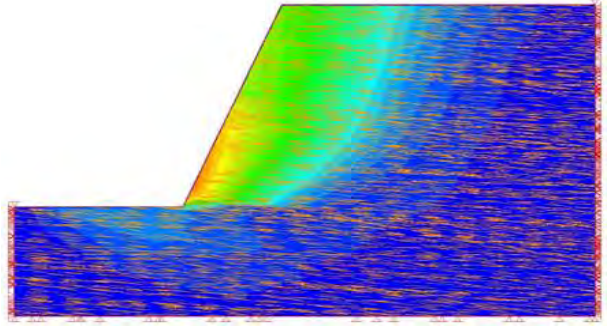
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1		40	8	B	1.5	100	72	60	0.83	
		65	11	B	1.5	100	72	62	0.86	
		40	8	MM	1.5	100	49	29	0.59	

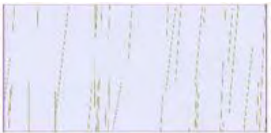
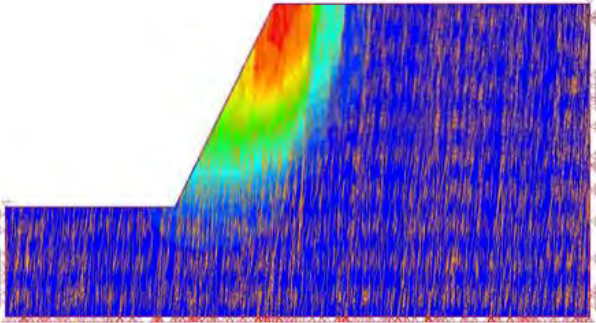
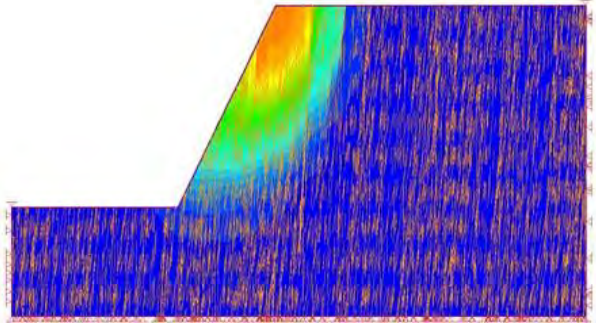
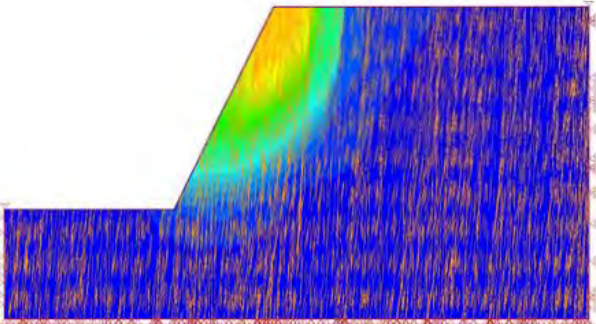
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-2		65	11	MB	0.7	100	72	68	0.94	
		40	8	B	1.5	100	72	64	0.89	
		40	11	R	1.5	100	72	64	0.89	

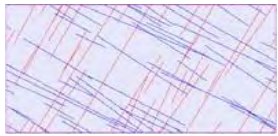
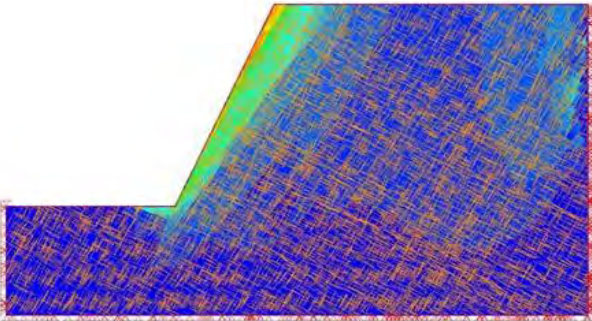
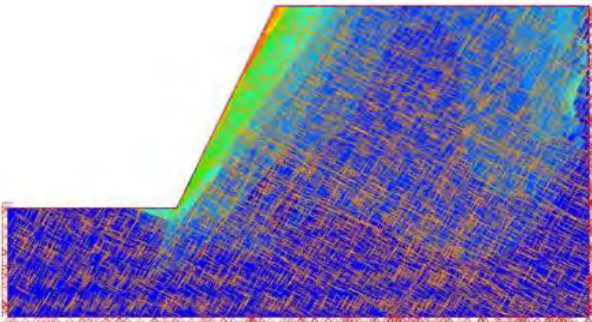
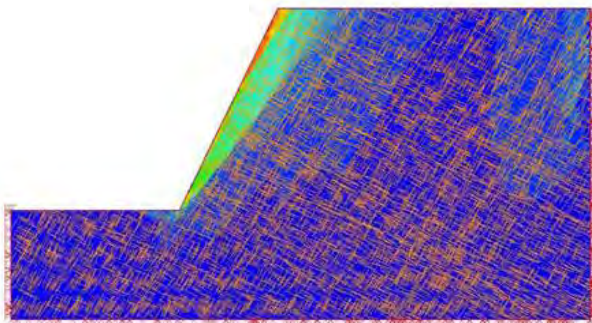
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-3		212.5	18.5	M	1.5	100	60	45	0.75	
		200	29	M	1.5	100	60	52	0.87	
		65	11	M	1.5	100	60	54	0.90	

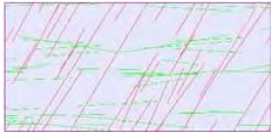
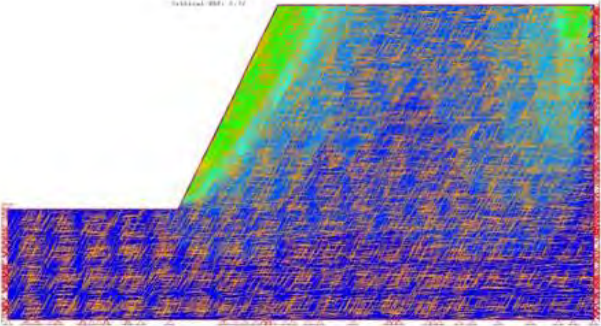
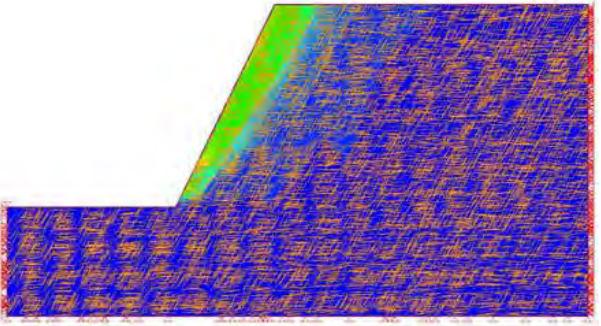
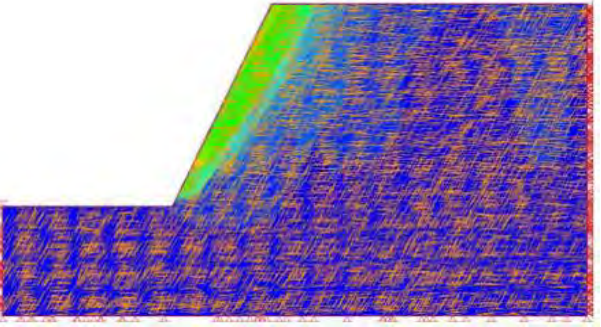
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-4		40	8	MB	0.7	150	76	66	0.87	
		200	29	MB	0.7	150	76	72	0.95	
		212.5	18.5	MB	0.7	150	76	74	0.97	


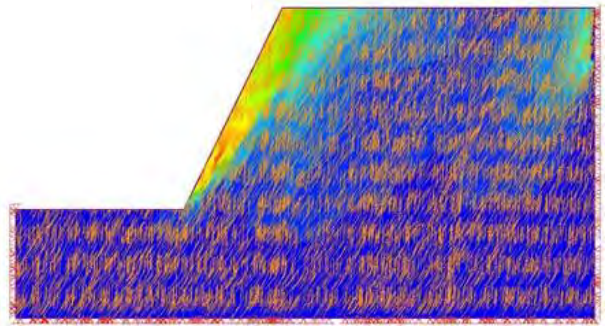
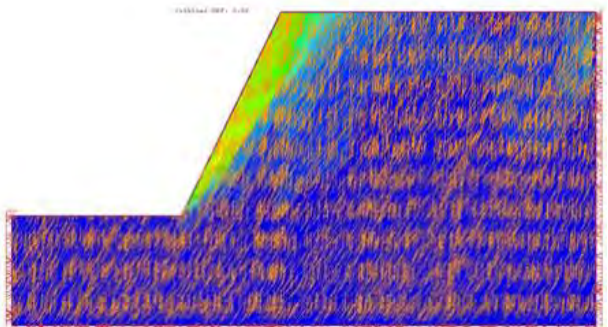
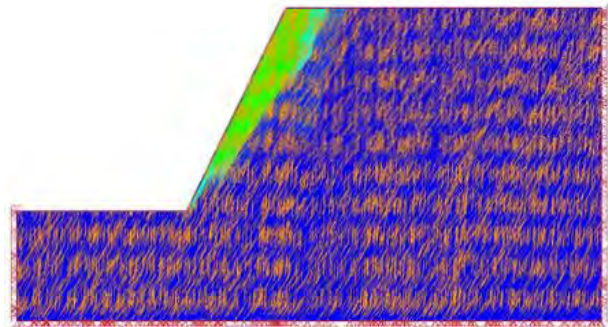
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1 F-2		30	5	MM	1.5	250	45	21	0.47	
		30	5	MM	1.5	250	54	25	0.46	
		212.5	18.5	MM	1.5	250	45	25	0.56	

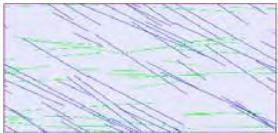
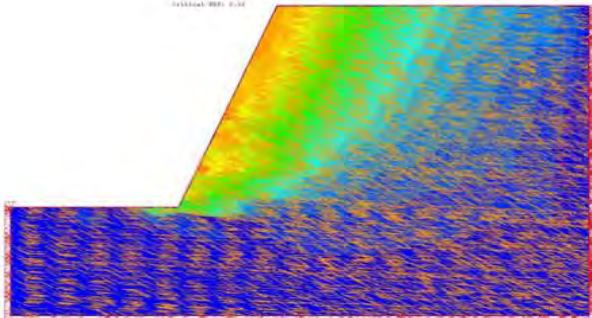
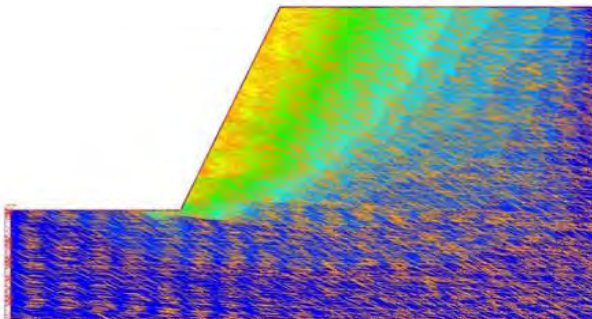
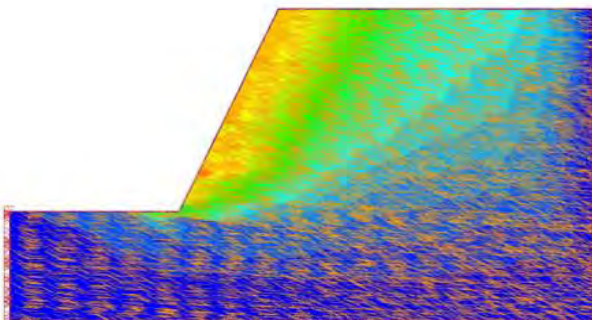
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1 F-3		40	8	B	1.5	50	72	60	0.83	
		65	11	B	1.5	50	72	62	0.86	
		40	8	B	1.5	50	80	66	0.83	

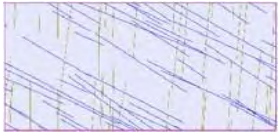
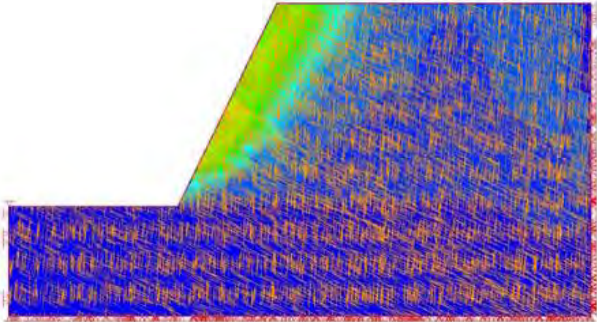
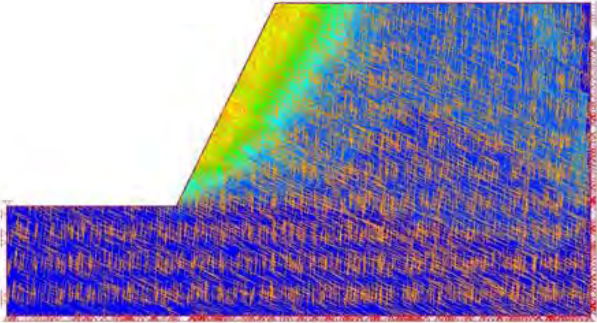
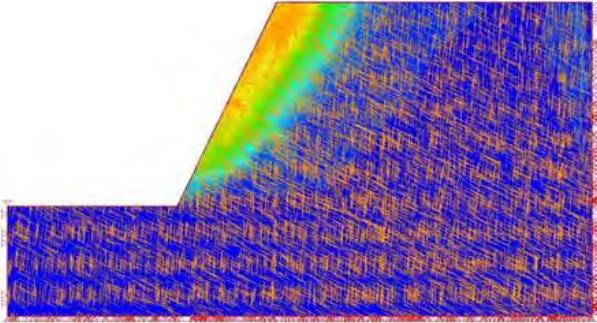
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1 F-4		65	11	MM	0.7	100	41	17	0.41	
		40	8	MM	0.7	100	39	17	0.44	
		200	29	MM	0.7	100	39	19	0.49	

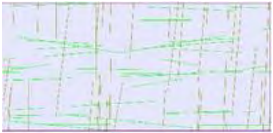
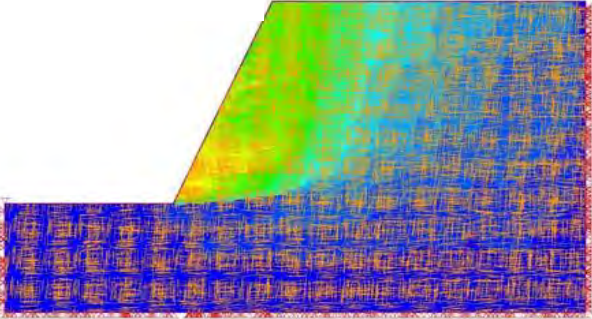
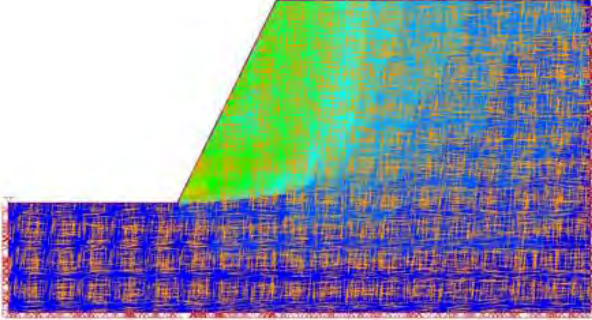
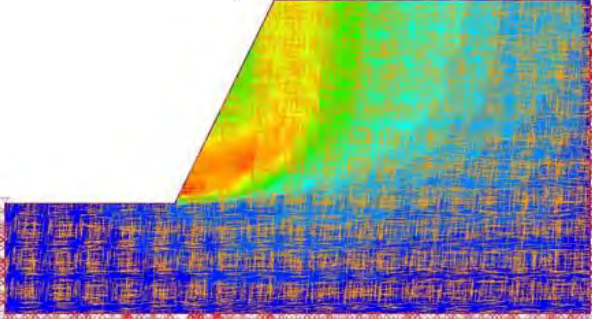
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-2 F-3		40	8	MB	0.7	150	78	70	0.90	
		200	29	MB	0.7	150	78	72	0.92	
		212.5	18.5	MB	0.7	150	78	74	0.95	

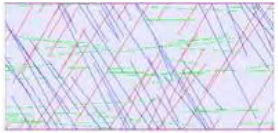
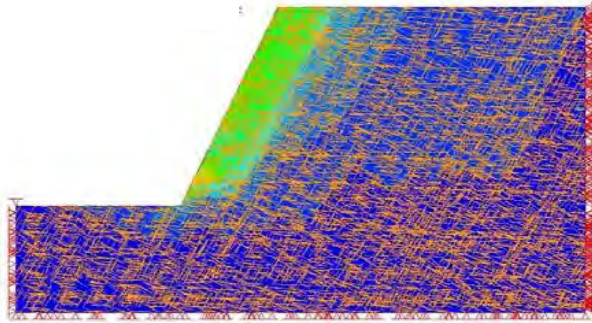
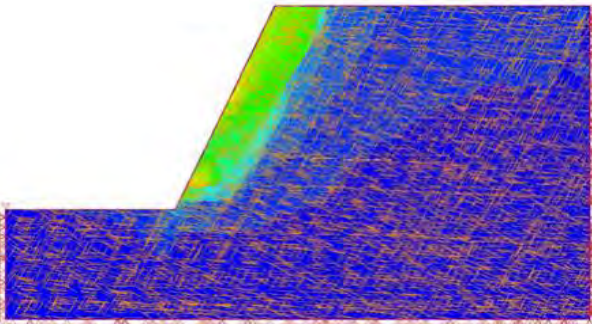
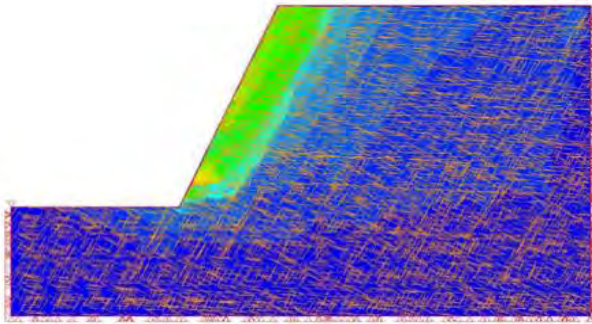
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-2 F-4		40	8	MB	0.7	100	72	64	0.89	
		65	11	MB	0.7	100	72	66	0.92	
		212.5	18.5	MB	0.7	100	72	70	0.97	

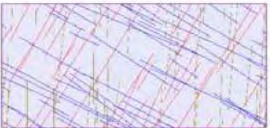
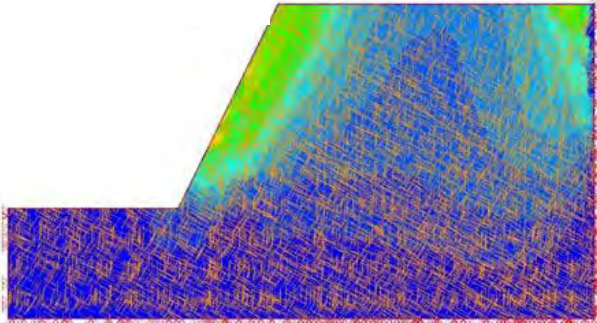
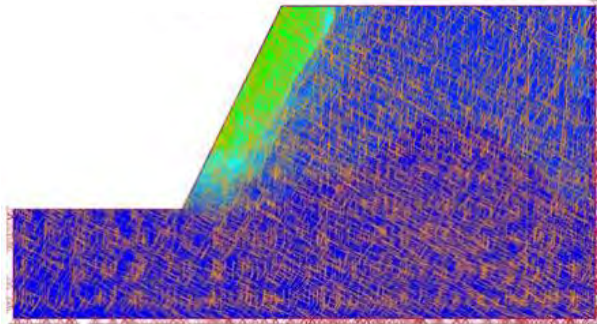
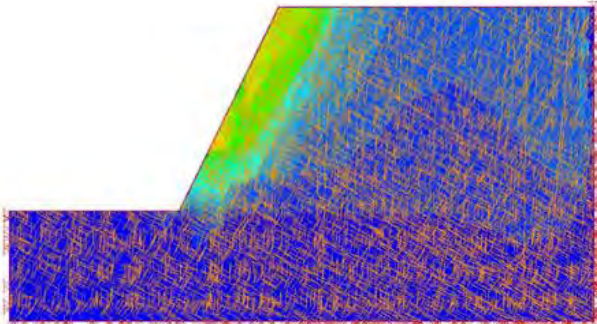
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-3 F-4		200	29	B	1.5	150	72	62	0.86	
		212.5	18.5	B	1.5	150	72	66	0.92	
		200	29	R	1.5	150	72	60	0.83	

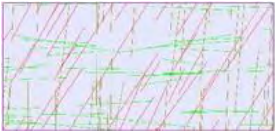
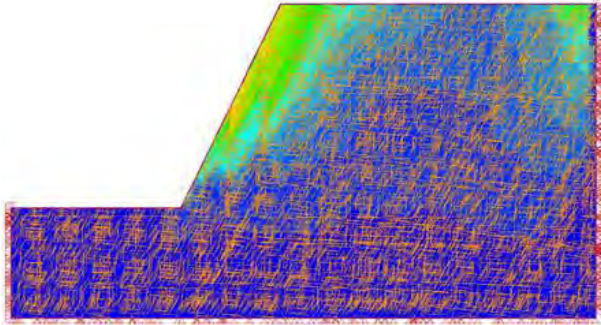
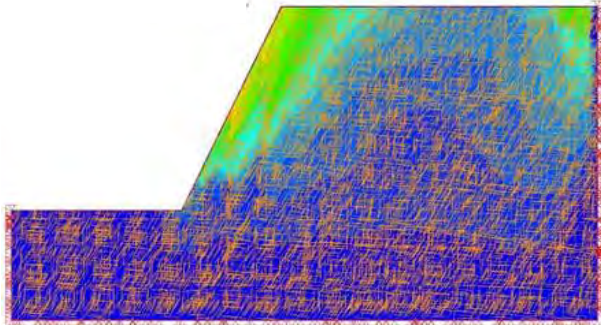
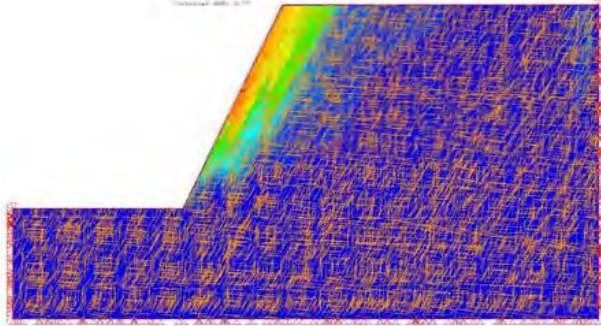
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1 F-2 F-3		65	11	MB	0.7	50	72	62	0.86	
		40	8	MB	0.7	50	72	62	0.86	
		212.5	18.5	MB	0.7	50	72	64	0.89	

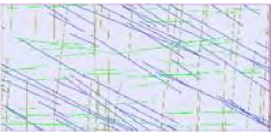
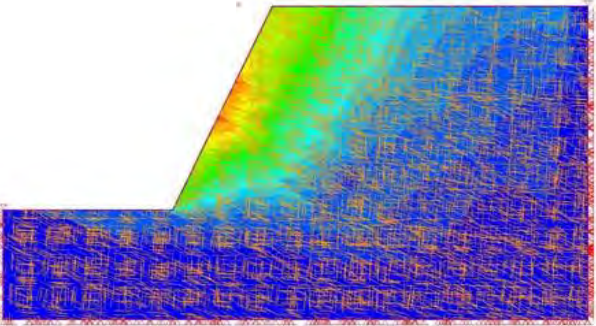
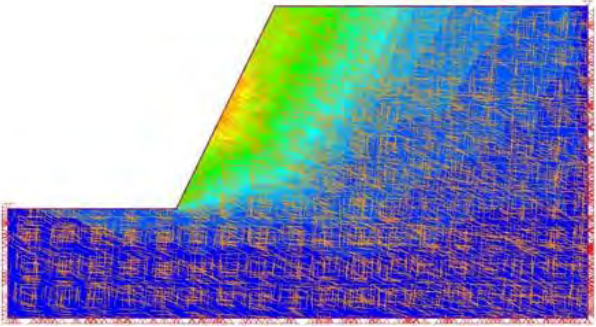
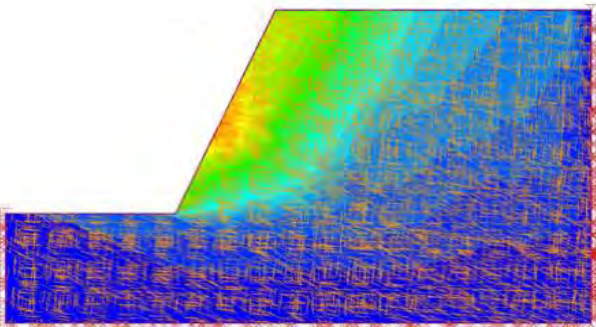
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1 F-2 F-4		200	29	MB	0.7	150	72	58	0.81	
		40	8	MB	0.7	150	72	58	0.81	
		212.5	18.5	MB	0.7	150	72	62	0.86	

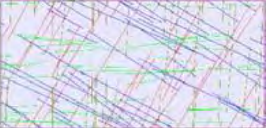
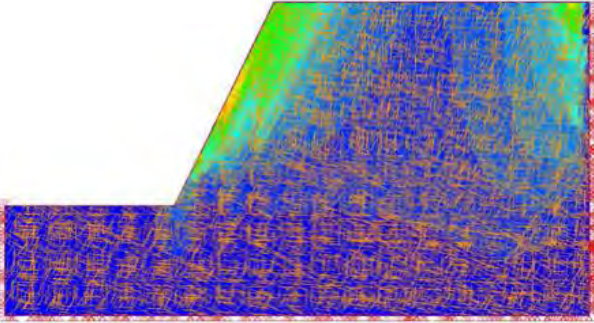
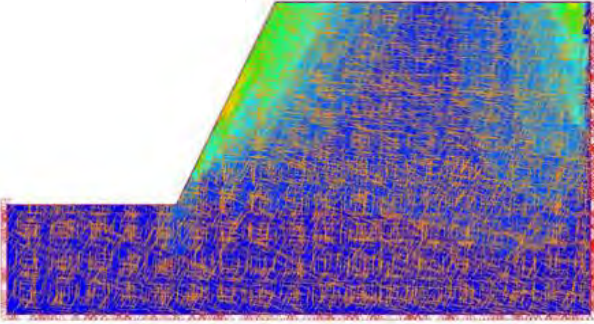
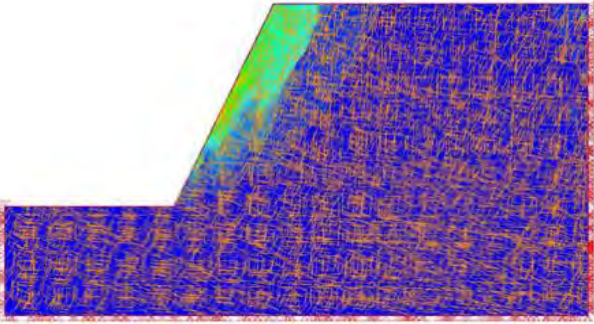
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1 F-3 F-4		40	8	MB	0.7	100	72	58	0.81	
		40	8	B	0.7	100	62	43	0.69	
		65	11	B	0.7	100	62	47	0.76	


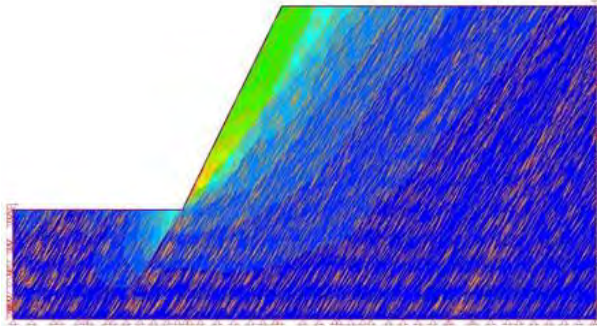

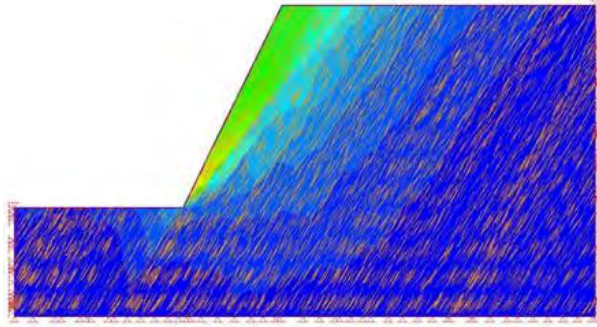

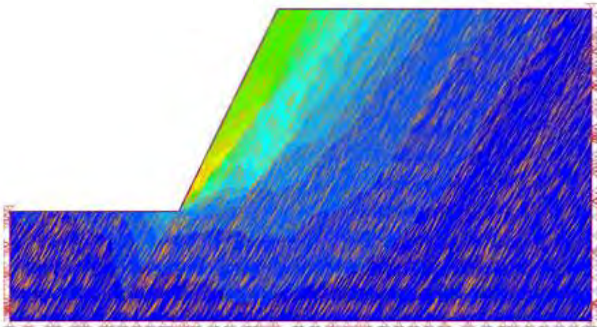
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-2 F-3 F-4		40	8	B	1.5	50	80	70	0.88	
		65	11	B	1.5	50	80	72	0.90	
		40	8	M	1.5	50	52	39	0.75	


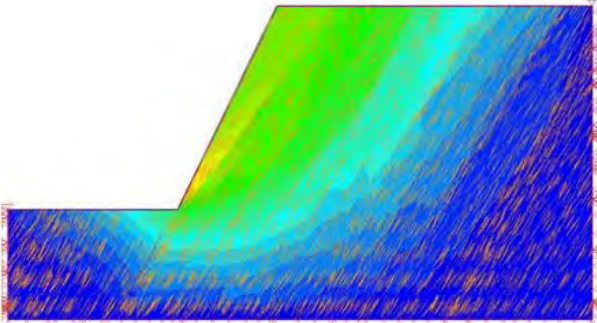

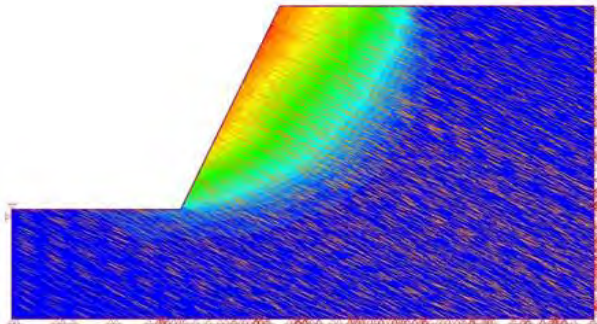

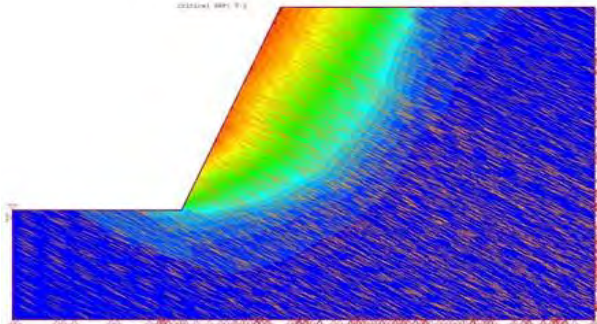
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1 F-2 F-3 F-4		200	29	B	1.5	150	80	58	0.73	
		212.5	18.5	B	1.5	150	80	62	0.78	
		40	8	R	1.5	150	68	45	0.66	


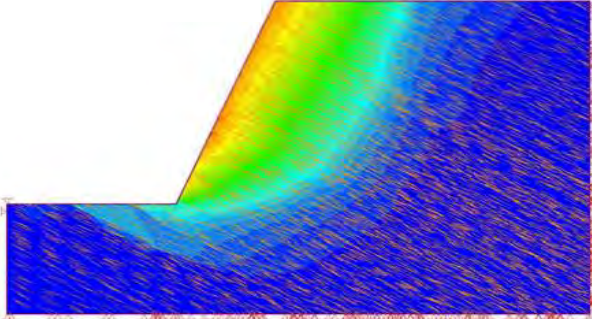

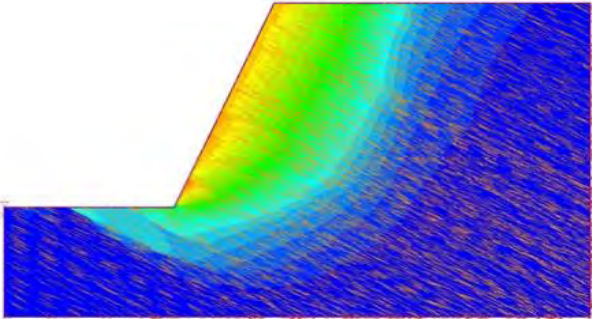

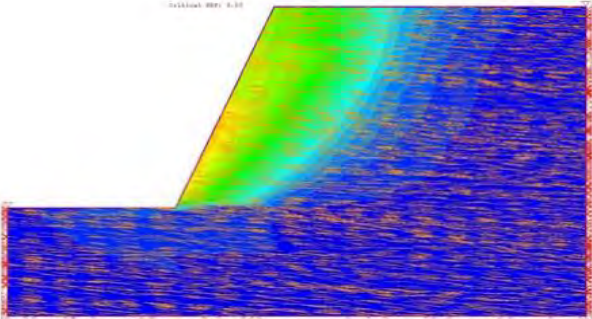
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1		30	5	B	1.5	250	72	52	0.72	
F-1		40	8	B	1.5	250	72	54	0.75	
F-1		40	8	M	1.5	250	49	31	0.63	

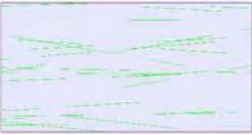
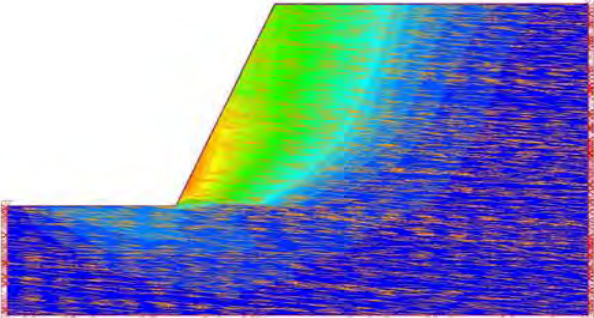
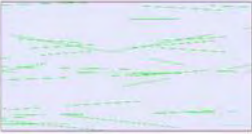
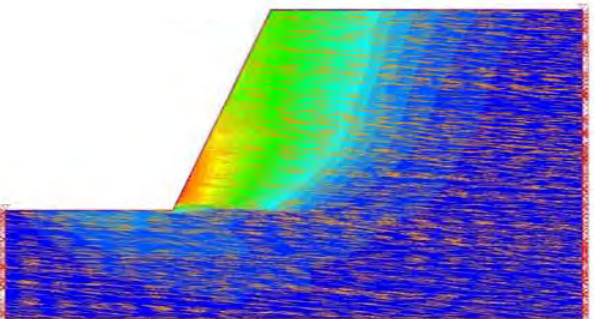
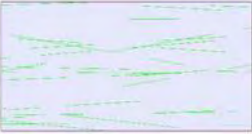
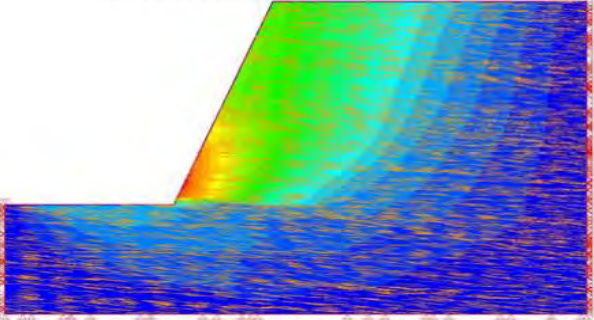
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1		212.5	18.5	MM	1.5	250	49	29	0.59	
F-2		212.5	18.5	R	0.7	100	60	47	0.78	
F-2		40	8	R	0.7	100	60	49	0.82	


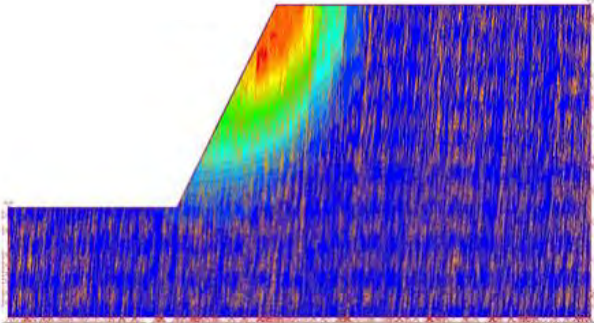

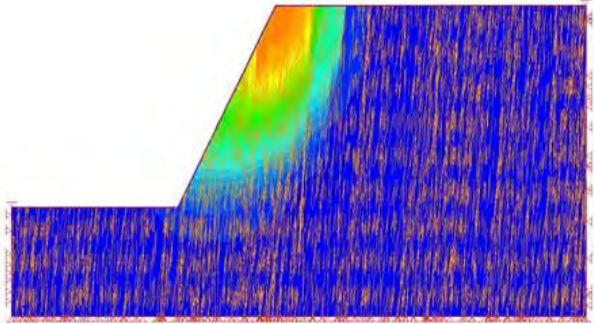

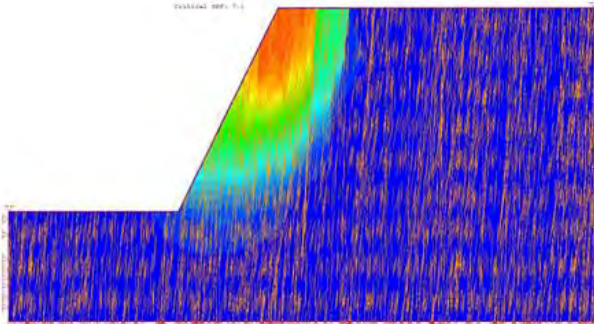
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-2		200	29	R	0.7	100	60	52	0.87	
F-2		65	11	R	0.7	100	60	54	0.90	
F-3		200	29	R	1.5	150	66	58	0.88	


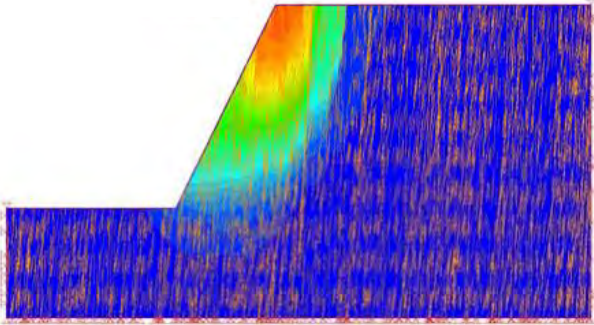

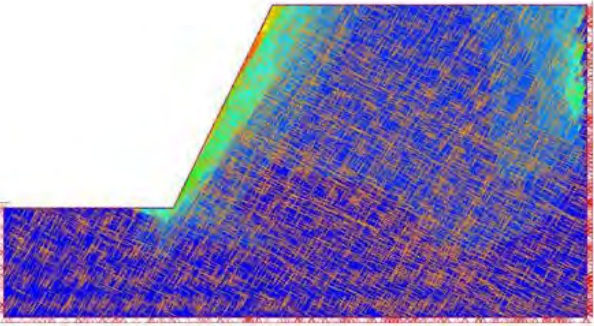
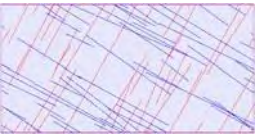
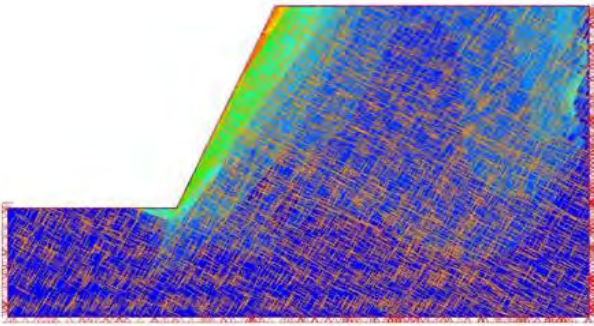
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-3		30	5	M	1.5	150	54	37	0.69	
F-3		40	8	M	1.5	150	54	39	0.72	
F-3		212.5	18.5	M	1.5	150	54	43	0.80	

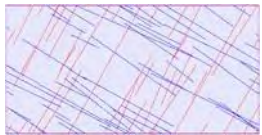
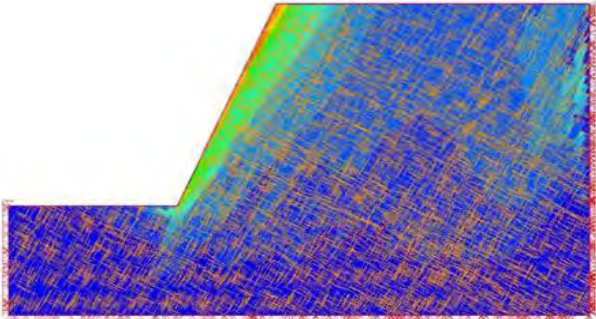
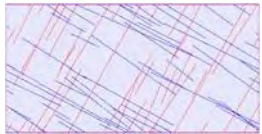
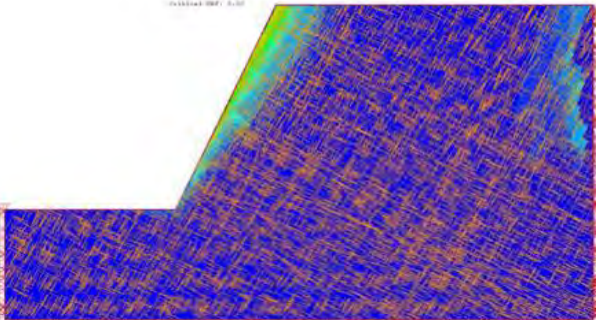
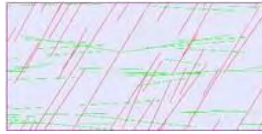
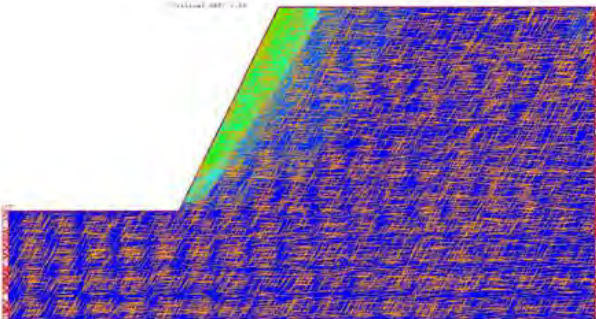
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-4		212.5	18.5	B	1.5	150	76	74	0.97	
F-4		30	5	M	1.5	150	58	41	0.71	
F-4		40	8	M	1.5	150	58	43	0.74	


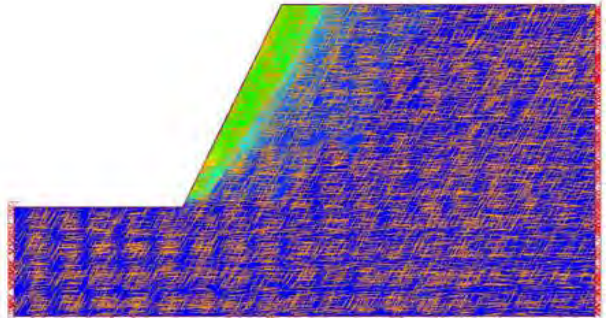
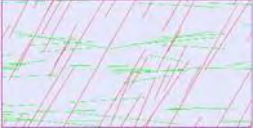
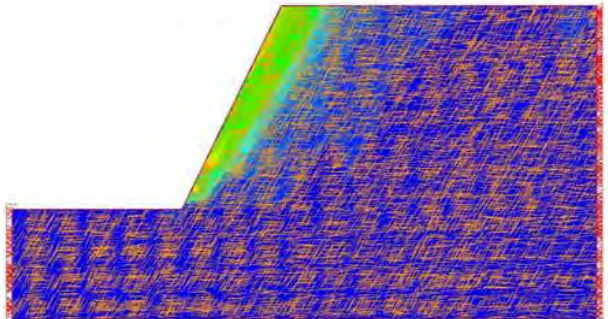
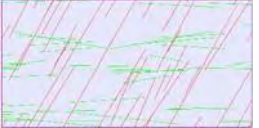
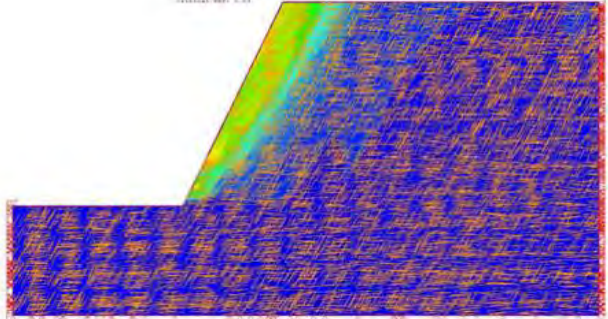
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-4		200	29	M	1.5	150	58	47	0.81	
F-1 F-2		200	29	R	1.5	150	72	56	0.78	
F-1 F-2		212.5	18.5	R	1.5	150	72	62	0.86	

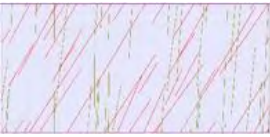
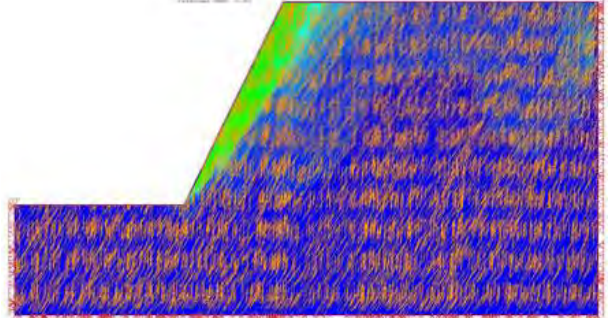

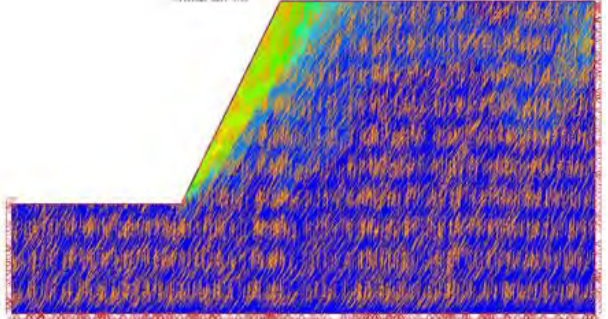

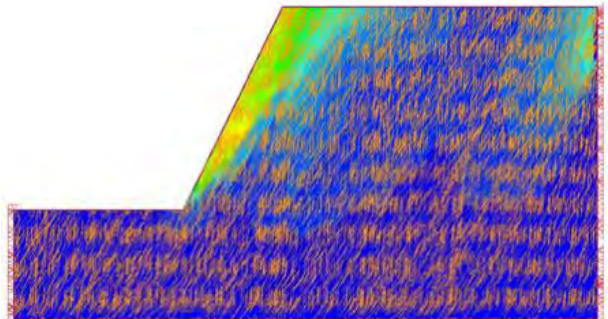
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1 F-2		40	8	M	1.5	150	60	39	0.65	
F-1 F-2		200	29	MM	1.5	150	52	29	0.56	
F-1 F-3		40	8	MB	0.7	50	72	60	0.83	

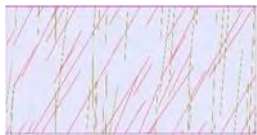
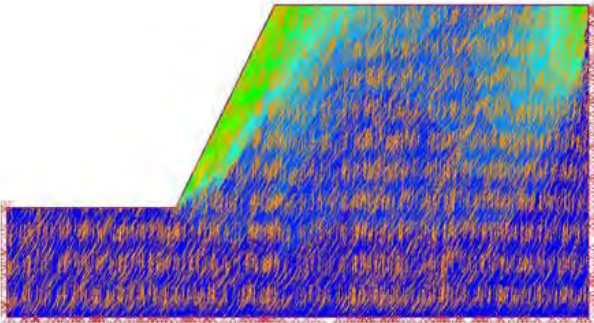
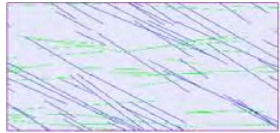
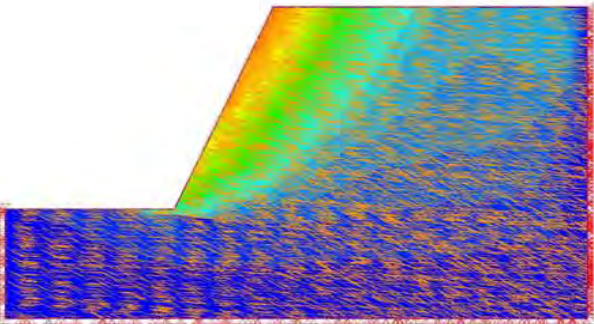
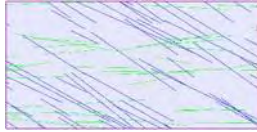
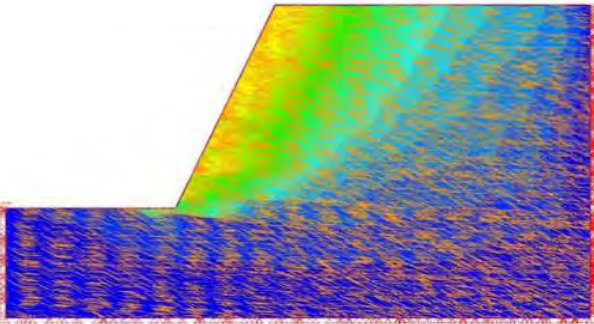
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1 F-3		65	11	MB	0.7	50	72	62	0.86	
F-1 F-3		40	8	MB	0.7	50	72	62	0.86	
F-1 F-3		212.5	18.5	MB	0.7	50	72	64	0.89	

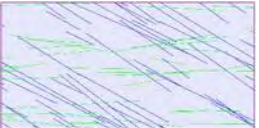
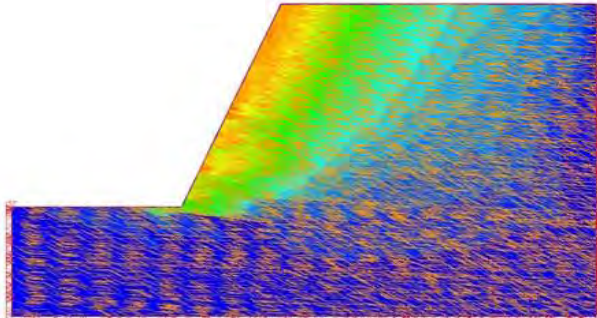
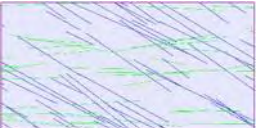
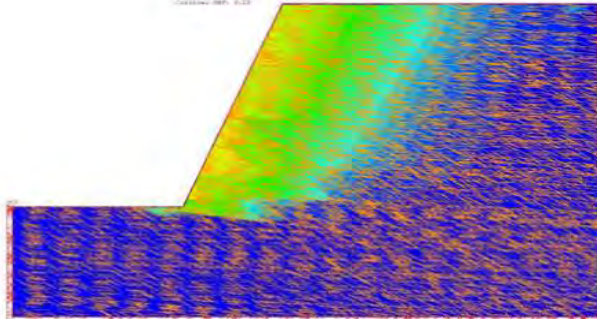
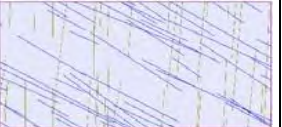
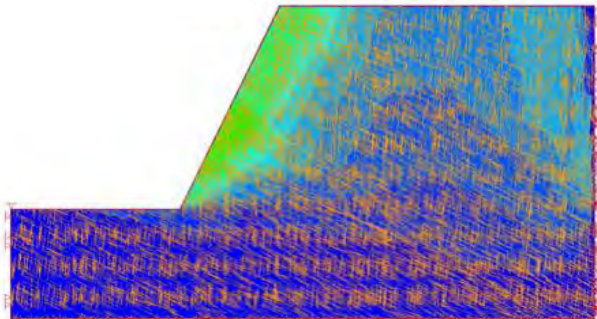
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1 F-4		40	8	B	0.7	200	70	43	0.61	
F-1 F-4		65	11	B	0.7	200	70	54	0.77	
F-1 F-4		40	8	R	0.7	200	58	33	0.57	

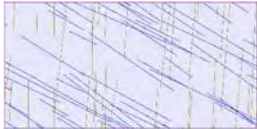
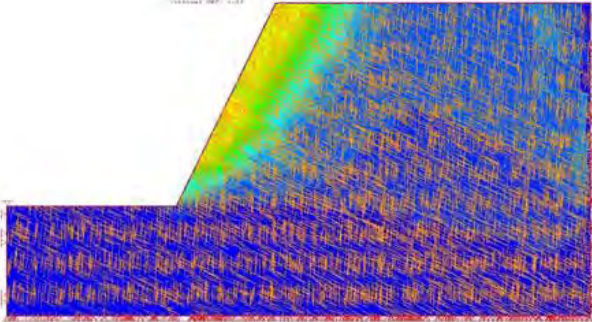
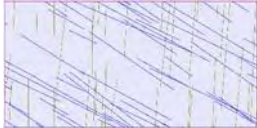
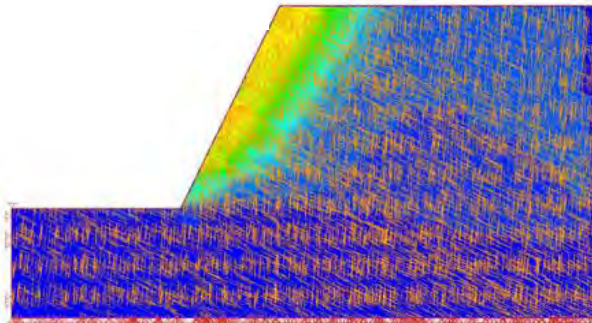
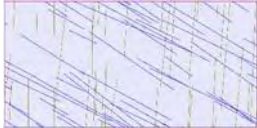
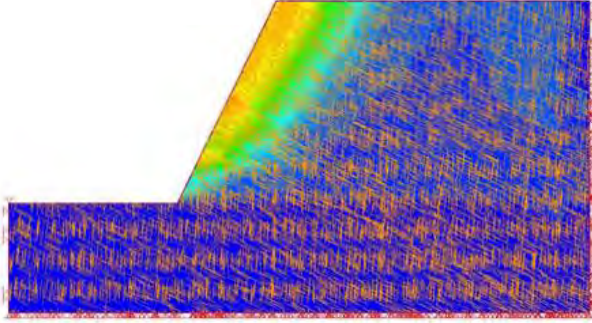
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1 F-4		65	11	R	0.7	200	58	39	0.67	
F-2 F-3		30	5	R	0.7	150	54	37	0.69	
F-2 F-3		40	8	R	0.7	150	54	39	0.72	

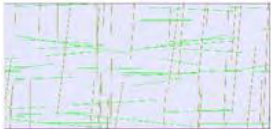
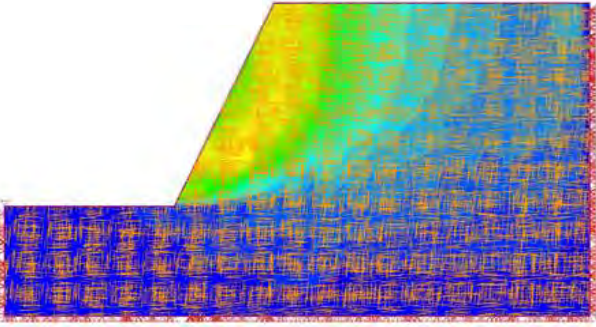
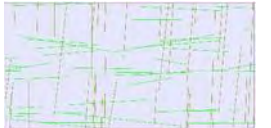
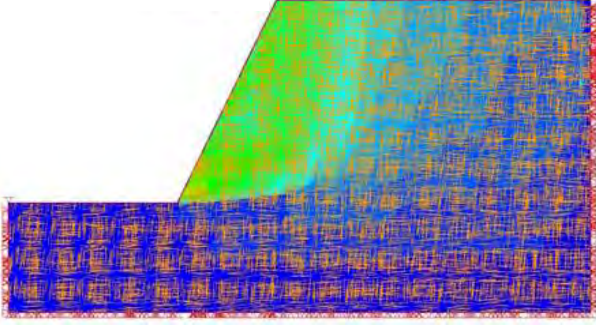
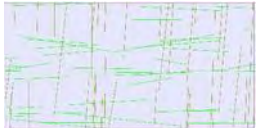
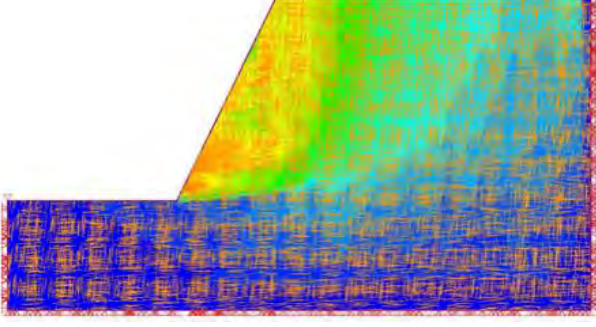
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-2 F-3		200	29	R	0.7	150	54	41	0.76	
F-2 F-3		212.5	18.5	R	0.7	150	54	43	0.80	
F-2 F-4		65	11	B	1.5	100	72	66	0.92	

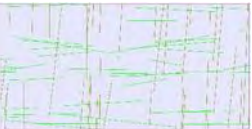
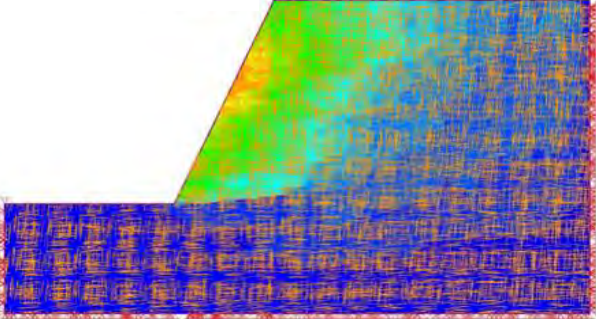

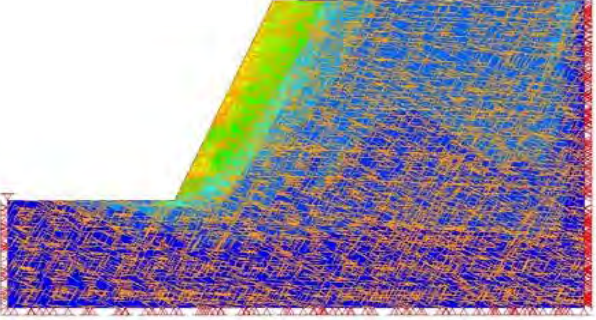
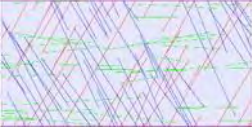
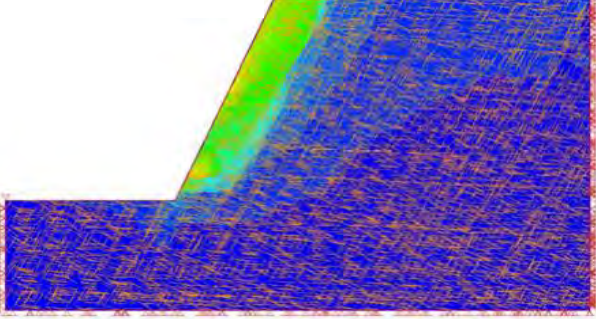
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-2 F-4		212.5	18.5	B	1.5	100	72	70	0.97	
F-2 F-4		40	8	R	1.5	100	72	62	0.86	
F-2 F-4		200	29	R	1.5	100	72	66	0.92	

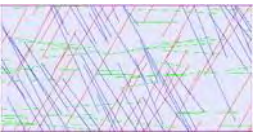
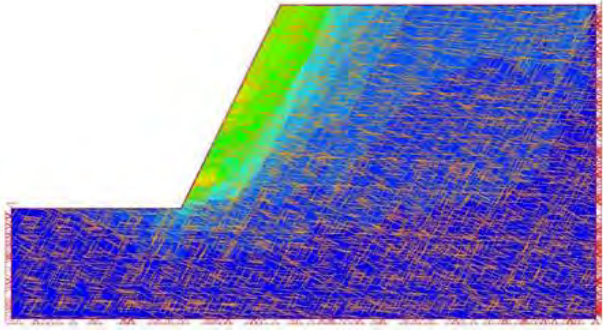
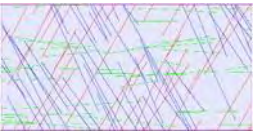
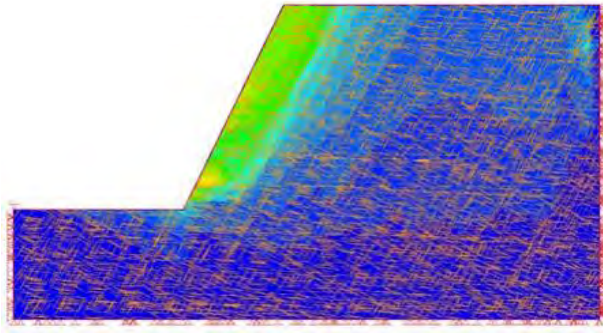
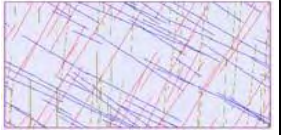
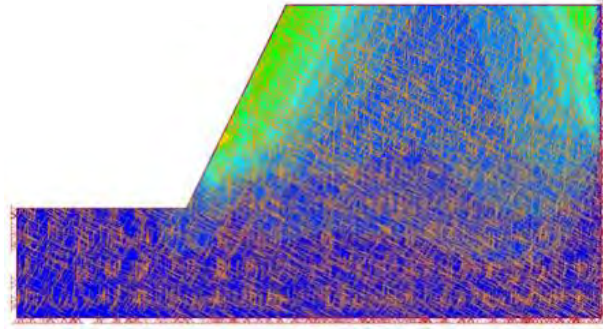
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-3 F-4		212.5	18.5	R	1.5	150	72	66	0.92	
F-3 F-4		200	29	M	1.5	150	62	47	0.76	
F-3 F-4		200	29	MM	1.5	150	52	35	0.67	


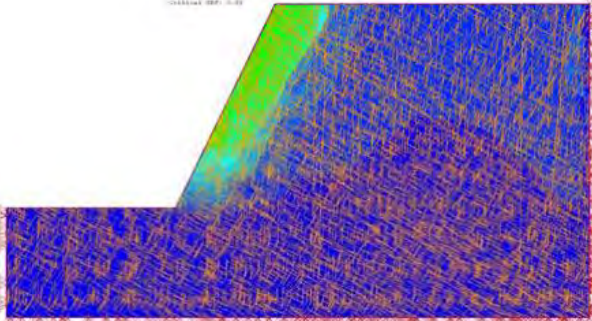

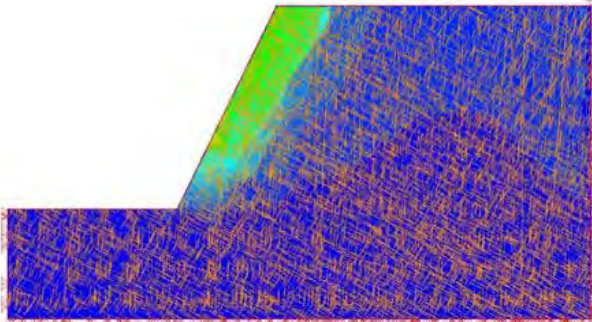

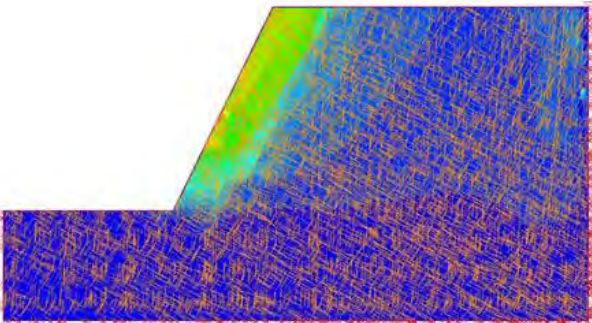
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-3 F-4		212.5	18.5	MM	1.5	150	52	41	0.79	
F-1 F-2 F-3		200	29	B	1.5	100	80	62	0.78	
F-1 F-2 F-3		65	11	B	1.5	100	80	64	0.80	

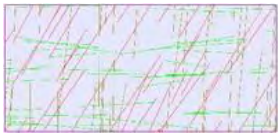
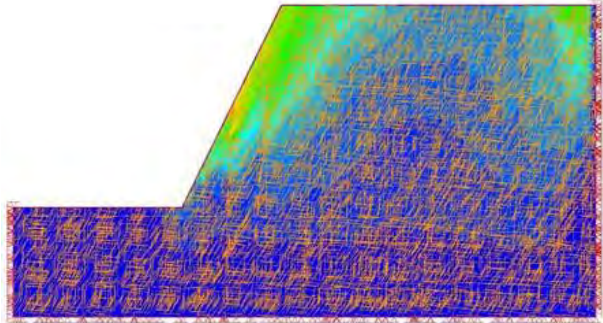
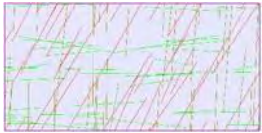
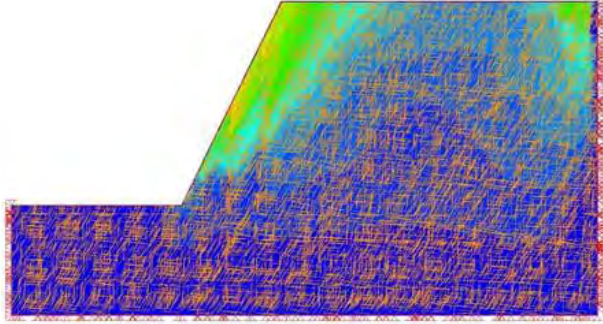
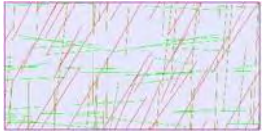
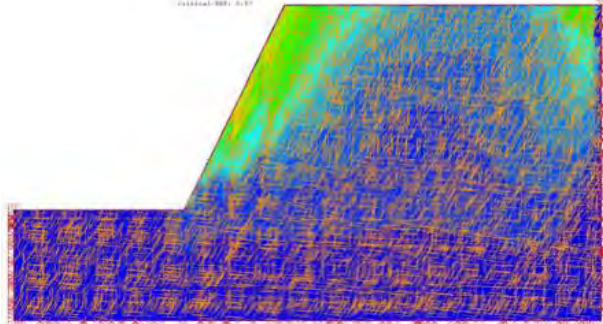
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1 F-2 F-3		200	29	R	1.5	100	68	47	0.69	
F-1 F-2 F-3		212.5	18.5	R	1.5	100	68	49	0.72	
F-1 F-2 F-4		40	8	B	0.2	50	60	37	0.62	

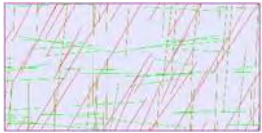
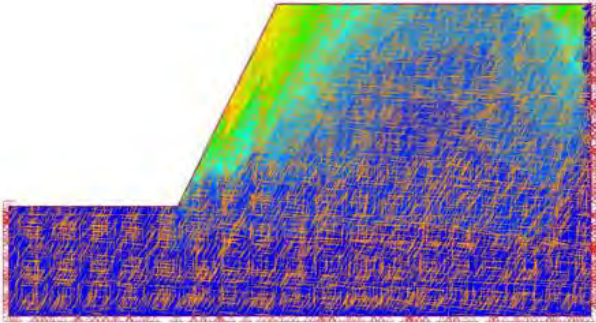
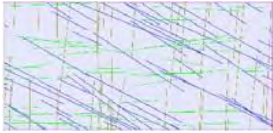
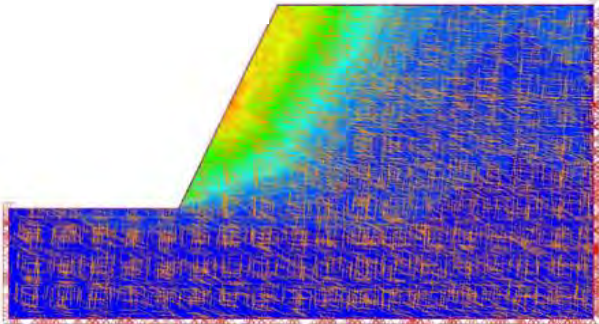
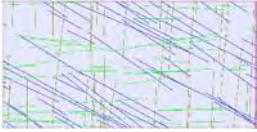
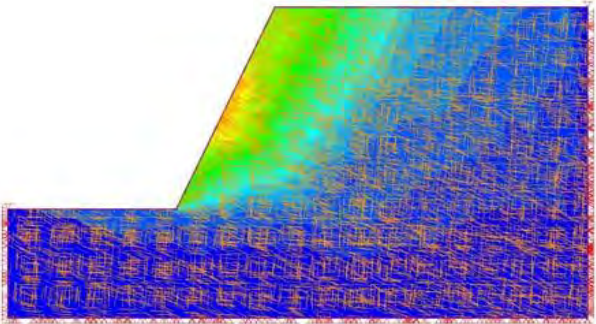
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1 F-2 F-4		40	8	B	0.2	50	60	47	0.78	
F-1 F-2 F-4		40	8	R	0.2	50	52	37	0.71	
F-1 F-2 F-4		212.5	18.5	R	0.2	50	52	41	0.79	

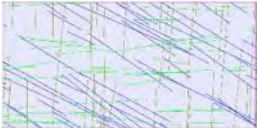
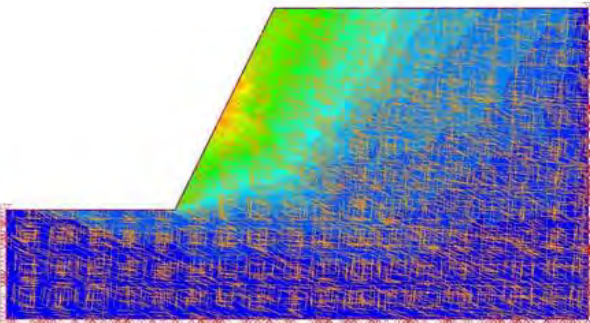
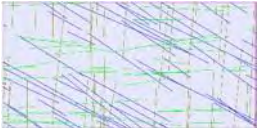
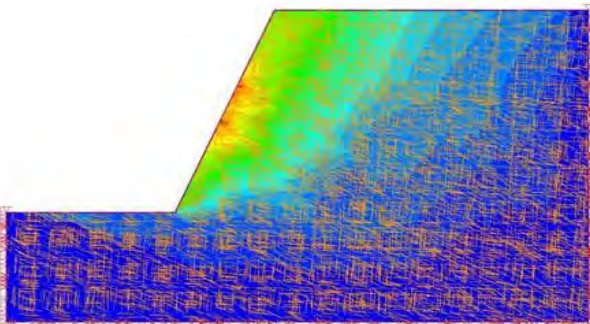
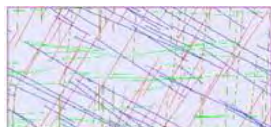
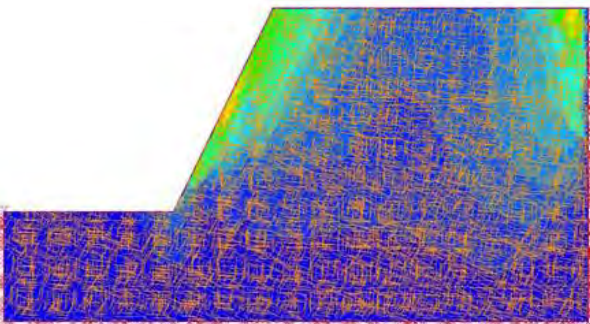
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1 F-3 F-4		65	11	B	1.5	100	72	58	0.81	
F-1 F-3 F-4		40	8	R	1.5	100	72	54	0.75	
F-1 F-3 F-4		65	11	M	1.5	100	62	43	0.69	

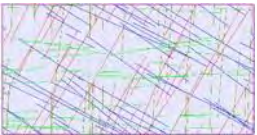
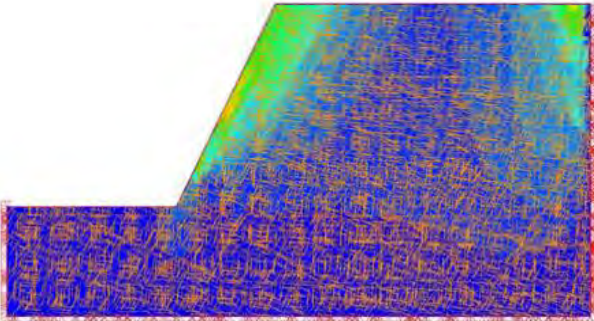
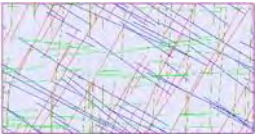
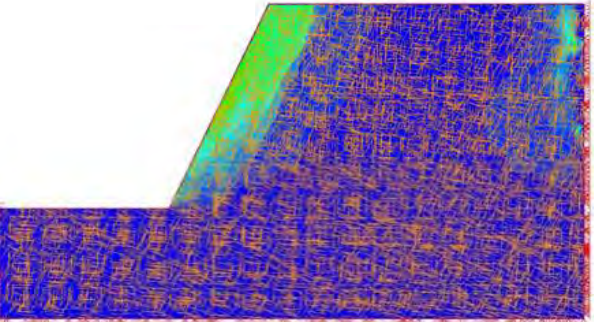
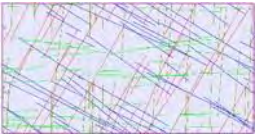
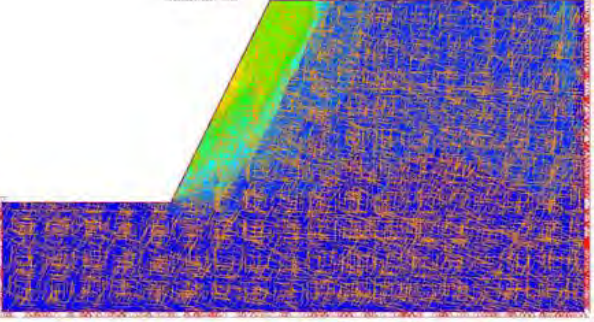
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1 F-3 F-4		65	11	MM	1.5	100	52	27	0.52	
F-2 F-3 F-4		212.5	18.5	MB	0.7	50	80	74	0.93	
F-2 F-3 F-4		65	11	MB	0.7	50	80	74	0.93	


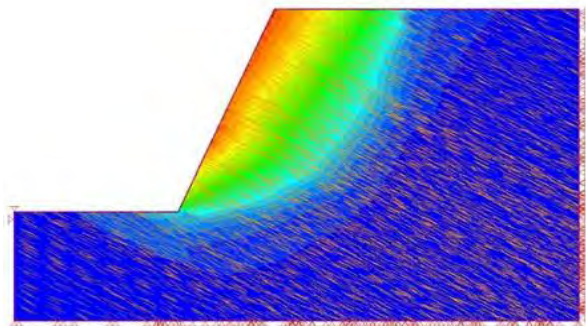

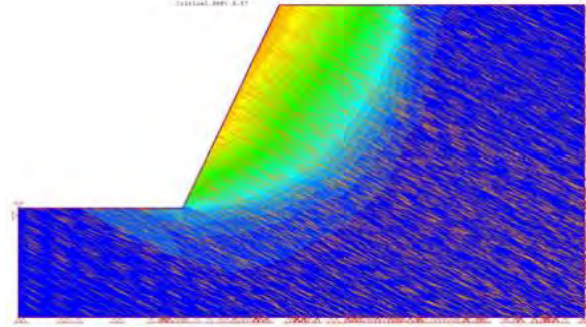
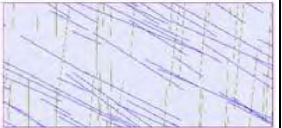
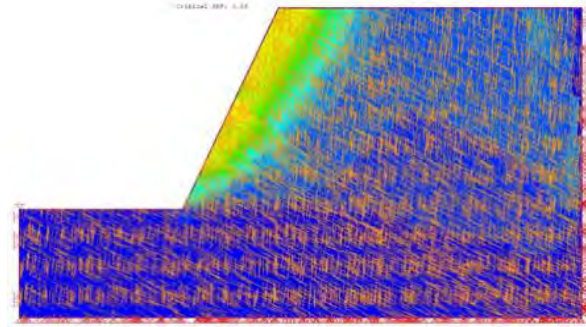
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-2 F-3 F-4		212.5	18.5	M	0.7	50	52	45	0.87	
F-2 F-3 F-4		65	11	MM	0.7	50	37	27	0.73	
F-1 F-2 F-3 F-4		200	29	MB	0.7	100	80	62	0.78	

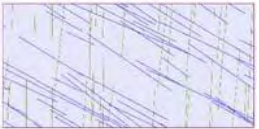
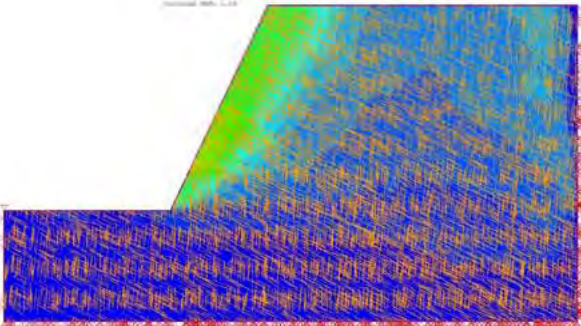

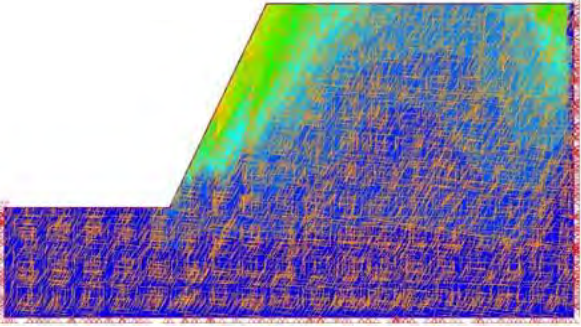

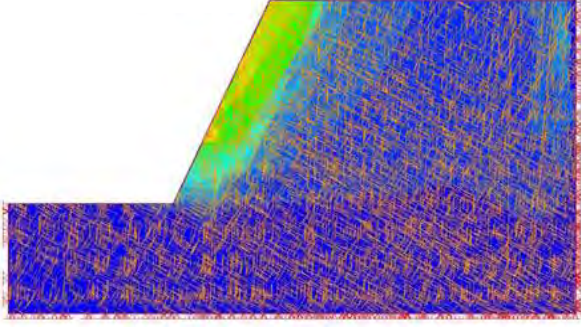
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-1 F-2 F-3 F-4		212.5	18.5	MB	0.7	100	80	64	0.80	
F-1 F-2 F-3 F-4		65	11	MB	0.7	100	80	66	0.83	
F-1 F-2 F-3 F-4		200	29	B	0.7	100	68	49	0.72	

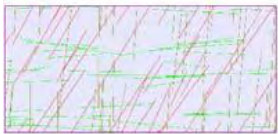
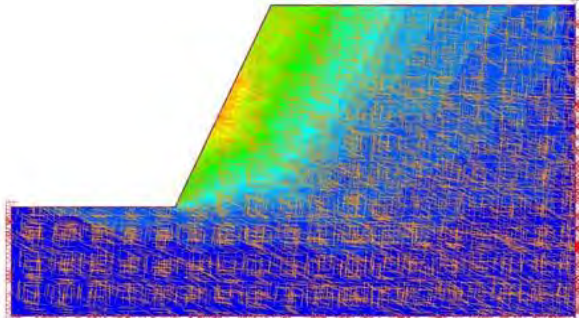
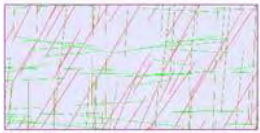
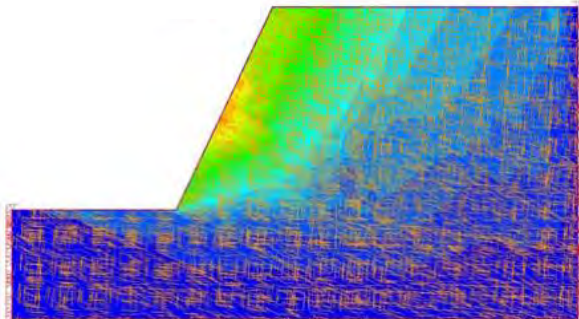
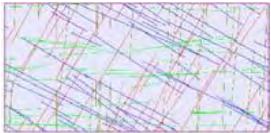
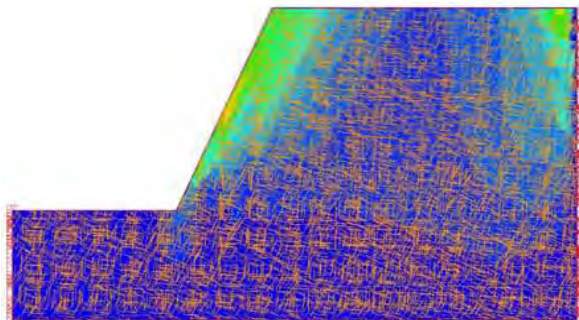
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-2		30	5	B	1.5	250	78	70	0.90	
F-2		212.5	18.5	B	1.5	250	78	74	0.95	
F-2 F-4		200	29	R	1.5	100	72	66	0.92	

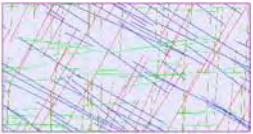
ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-2 F-4		212.5	18.5	R	1.5	100	72	70	0.97	
F-1 F-3 F-4		65	11	R	0.7	100	62	45	0.73	
F-1 F-3 F-4		65	11	M	0.7	100	52	31	0.60	

ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSIO	GSle	k	Superficie de Rotura
F-2 F-3 F-4		40	8	M	0.2	50	37	25	0.68	
F-2 F-3 F-4		65	11	M	0.2	50	37	27	0.73	
F-1 F-2 F-3 F-4		212.5	18.5	MB	0.2	50	68	56	0.82	

ANEXO II: SALIDAS GRÁFICAS DE LOS CASOS ANALIZADOS

Red de Fracturas	Esquema	UCS (MPa)	mi	Condición de juntas (Jc)	Espaciamiento (m)	Altura del talud (m)	GSI0	GSIe	k	Superficie de Rotura
F-1 F-2 F-3 F-4		65	11	MB	0.2	50	68	58	0.85	