

**RESISTENCIA DE LAS DISCONTINUIDADES ROCOSAS
AL ESFUERZO CORTANTE**

ELÍAS CORREA VILLA

**Proyecto de grado presentado
Como requisito para optar al
Título de Maestro en Ingeniería**

Directora: Gloria Elena Echeverri Ramírez

**MEDELLÍN
UNIVERSIDAD E.A.F.I.T
2014**

CONTENIDO

RESUMEN	1
PALABRAS CLAVE	1
1. INTRODUCCIÓN	2
1.1 GENERALIDADES.....	2
1.2 ACERCA DEL SITIO ESCOGIDO PARA EL DESARROLLO DEL TRABAJO.....	4
1.3 OBJETIVO.....	4
1.4 ALCANCE	4
2. ESTADO DEL ARTE.....	6
2.1 EVOLUCIÓN DE LA MECÁNICA DE ROCAS	6
2.1.1 Generalidad	6
2.1.2 Estallidos de la roca y la teoría de elasticidad	7
2.1.3 Macizos rocosos discontinuos	8
2.1.4 Ingeniería de rocas.....	9
2.1.5 Las clasificaciones de los macizos rocosos	9
2.1.6 Resistencia de la masa rocosa.....	10
2.1.7 Mediciones de esfuerzos en el sitio.....	11
2.1.8 Problemas de aguas subterráneas	12
2.1.9 Refuerzo de la roca y el diseño de soportes	13
2.1.10 Métodos de excavación en roca.....	15
2.1.11 Herramientas de análisis	15
2.1.12 Comentario.....	16
2.2 COMPORTAMIENTO DE LAS DISCONTINUIDADES.....	16
3. MARCO TEÓRICO	20
3.1 GENERALIDADES.....	20
3.2 CALIDAD DE MACIZOS ROCOSOS- SISTEMA Q.....	20
3.3 USO DE LAS CLASIFICACIONES DE MACIZOS PARA HACER EL ESTIMATIVO DEL GSI.....	25
3.3.1 A partir de la clasificación RMR de Bieniawski 1976	26

3.3.2	A partir de la clasificación RMR de Bieniawski 1989	27
3.3.3	A partir de la clasificación modificada de Barton et al 1974 o Q´	28
3.4	ENVOLVENTE DE RESISTENCIA PICO, PARA MACIZO ROCOSO A PARTIR DEL GSI.....	28
3.5	RUGOSIDAD EN JUNTAS	29
3.6	INTER-RELACIÓN ENTRE DESPLAZAMIENTOS Y RESISTENCIAS	31
3.7	TEORÍA DE LADANYI Y ARCHAMBAULT PARA LA DESCRIPCIÓN DE LA RESISTENCIA EN LAS DISCONTINUIDADES.....	36
3.8	TEORÍA DE BARTON PARA LA DESCRIPCIÓN DE LA RESISTENCIA EN LAS DISCONTINUIDADES.....	38
3.9	MODELOS PARA DEFORMACIONES AL CORTE	40
3.10	MODELO DE BANDIS DEL AÑO 1993, PARA DEFORMACIONES NORMALES.....	41
3.11	CARACTERIZACIÓN MEDIANTE EL ENFOQUE BRINDADO POR LA TEORÍA DE FRACTALES.....	42
3.11.1	Geometría fractal.....	42
3.11.2	Dimensión fractal.....	43
3.11.3	Relación entre el valor de JRC de Barton y la dimensión fractal D 47	
3.12	SOBRE EL COMPORTAMIENTO FRÁGIL Y COMPORTAMIENTO DÚCTIL DE MACIZOS, EXTENDIDO A DISCONTINUIDADES	50
3.12.1	Comportamiento dúctil y comportamiento frágil.....	50
3.12.2	Dependencia entre presiones de transición y ángulo de fricción básica (ϕ_{μ}).....	52
3.12.3	Comportamiento de las presiones de transición en discontinuidades estructurales.....	52
4.	CARACTERIZACIÓN DE LOS AFLORAMIENTOS Y CARACTERIZACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES LEVANTADAS EN CAMPO	54
4.1	LOCALIZACIÓN Y VÍAS DE ACCESO.....	54
4.2	GEOLOGÍA LOCAL	55
4.2.1	Estratigrafía.....	55
4.2.2	Geología Estructural.....	56
4.3	CALIDAD DE MACIZO ROCOSO ESTIMADO DE LA ENVOLVENTE DE FALLA PARA EL MACIZO ROCOSO.....	57
4.3.1	Levantamientos de campo para estimar la calidad del macizo.....	57

4.3.2	Evaluación de la calidad del macizo.....	58
4.3.3	Parámetros de resistencia para el macizo en diabasas para los diferentes segmentos de vía levantados en campo	60
4.3.4	Envolvente de resistencia para diabasas de relativa buena calidad..	62
5.	OBTENCION DE LAS RESISTENCIAS PICO Y RESIDUALES Y LAS DEFORMABILIDADES	66
5.1	ASPECTOS METODOLÓGICOS	66
5.1.1	Caracterización geométrica de las estructuras geológicas	66
5.1.2	Cálculo de los ángulos secantes.....	66
5.1.3	Construcción de las curvas de dilatación.....	67
5.1.4	Cálculo de los ángulos de rugosidad (i) para cada discontinuidad estructural	68
5.1.5	Propiedades de rigidez al cortante	68
5.1.6	Propiedades de rigidez normal.....	69
5.1.7	Curvas esfuerzo-deformación cortante en el rango elástico	70
5.1.8	Curvas esfuerzo-deformación cortante post-pico o en el rango plástico	71
5.1.9	Curvas de dilatación.....	71
5.2	APLICACIÓN AL CASO DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	71
5.2.1	Levantamientos de las geometría de las discontinuidades estructurales.....	71
5.2.2	Obtención de los ángulos de rugosidad (i)	79
5.2.3	Curva esfuerzo-deformación cortante	81
6.	MODELO ESTADISTICO PARA OBTENCION DE CURVAS DE RESISTENCIA Y DEFORMACION EN LAS DISCONTINUIDADES.....	82
6.1	ENVOLVENTES DE CEDENCIA.....	82
6.2	CURVAS DE DEFORMACIÓN	85
7.	CONCLUSIONES	90
8.	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	92

LISTADO DE FIGURAS

Figura 3-1 Principios de la ley de Patton (1966) para resistencia en juntas	30
Figura 3-2 Criterio bilineal, Patton (1966)	31
Figura 3-3 Desplazamientos cortante y normal	32
Figura 3-4 Inter-relación entre la deformación normal, deformación cortante y dilatación.....	34
Figura 3-5 En a y c se ilustra el caso de fuerza controlada y en b y d, se ilustra el caso de desplazamiento controlado	36
Figura 3-6 Envolvente según Ladanyi y Archambault (1969).....	38
Figura 3-7 Perfiles de rugosidad y valores de JRC correspondientes (tomado de Barton et al 1978).....	39
Figura 3-8 Envolventes de resistencia para varios valores de JRC	40
Figura 3-9 Triángulo de Sierpinsky (tomado de Xie 1993).....	43
Figura 3-10 Dimensión fractal	44
Figura 3-11 Segmento de longitud 1	44
Figura 3-12 Cuadrado de superficie 1	44
Figura 3-13 Curva de Koch (tomado de Xie 1993).....	45
Figura 3-14 Escalas en la curva de Koch (tomado de Xie 1993).....	46
Figura 3-15 Relación JRC-Dimensión Fractal.....	48
Figura 3-16 Relación i-Dimensión Fractal.....	49
Figura 3-17 Relación i-JRC	49
Figura 3-18 Envolventes, línea de estado crítico para altas presiones y transición (tomado de Barton 2013).....	51
Figura 3-19 Envolventes de resistencia pico y de resistencia residual.....	53
Figura 3-20 Curvas esfuerzo-deformación. Se evidencia la presión de transición	53
Figura 4-1 Localización general del área de los levantamientos	54
Figura 4-2 Detalle del área de los levantamientos, en zona del Túnel 5	55
Figura 4-3 Envolvente de falla en términos de esfuerzos principales	63
Figura 4-4 Envolvente de falla en términos de esfuerzos de corte y esfuerzos normales.....	64
Figura 5-1 Perfil de la diaclasa y ondulaciones y detalle del sistema de medición del ángulo α	66
Figura 5-2 Registro de los ángulos α obtenidos con la Figura 5-1	67
Figura 5-3 Curvas de dilatación.....	68
Figura 5-4 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K63+200-K63+230	72
Figura 5-5 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K63+100-K63+150	72

Figura 5-6 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K63+100-K63+150	73
Figura 5-7 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K63+100-K63+150	73
Figura 5-8 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K63+050-K63+100	74
Figura 5-9 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K63+050-K63+100	74
Figura 5-10 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K62+450-K62+500	75
Figura 5-11 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K62+450-K62+500	75
Figura 5-12 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K62+260-K62+300	76
Figura 5-13 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K62+050-K62+090	76
Figura 5-14 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K62+050-K62+090	77
Figura 5-15 Relación entre amplitud de aspereza, longitud del perfil y JRC de Barton (tomado de Hoek 2007).....	78
Figura 5-16 Angulo de rugosidad (i), en función del desplazamiento a la derecha	80
Figura 5-17 Angulo de rugosidad (i), en función del desplazamiento a la izquierda	80
Figura 5-18 Esfuerzos de corte-desplazamiento movimiento a la derecha	81
Figura 5-19 Esfuerzos de corte-desplazamiento movimiento a la izquierda.....	81
Figura 6-1 Envolventes de resistencia pico y residual movimiento del bloque superior a la derecha.....	83
Figura 6-2 Envolventes de resistencia pico y residual movimiento del bloque superior a la izquierda	83
Figura 6-3 Variación del ángulo de fricción movimiento a la derecha.....	84
Figura 6-4 Variación del ángulo de fricción movimiento a la izquierda	85
Figura 6-5 Variación de la rigidez al corte movimiento a la derecha.....	86
Figura 6-6 Variación de la rigidez al corte movimiento a la izquierda	86
Figura 6-7 Variación de la rigidez normal	87

LISTADO DE TABLAS

Tabla 3-1 Clasificación de los parámetros individuales empleados en el índice de calidad Q (tomado de Barton et al 1974).....	22
Tabla 3-2 Sistema de clasificación RMR año 1976 (tomado de Hoek et al 1995)	26
Tabla 3-3 Sistema de clasificación RMR año 1989 (tomado de Hoek et al 1995)	27
Tabla 3-4 Constantes A, B, C y D que condicionan el umbral de cierre (tomado de Bandis 1993)	42
Tabla 3-5 Relación JRC-dimensión Fractal (tomado de Giani 1992)	48
Tabla 4-1 Calidad de macizo rocoso en la zona de estudio	59
Tabla 4-2 Parámetros de resistencia	62
Tabla 4-3 Valores numéricos de las envolventes de falla	64
Tabla 4-4 Valores numéricos de la envolvente de resistencia normalizada	65
Tabla 5-1 Valores de las constantes A, B, C y D (tomado de Bandis 1993).....	70
Tabla 5-2 Amplitud de aspereza, valor de JRC y valor máximo de i ($i_{máx}$)	78

SÍMBOLOS

α	ángulo secante obtenido de los perfiles de las discontinuidades
α_n	constante de ajuste para la rigidez normal
α_{sd}	constante de ajuste para la rigidez al corte movimiento a la derecha
α_{si}	constante de ajuste para la rigidez al corte movimiento a la izquierda
β	constante en la formulación de variación del ángulo i
β_n	constante de ajuste para la rigidez normal
β_{sd}	constante de ajuste para la rigidez al corte movimiento a la derecha
β_{si}	constante de ajuste para la rigidez al corte movimiento a la izquierda
Δ	constante de regresión en cortante vs deformación plástica o post-pico
φ_c	ángulo de fricción crítica
φ_μ	ángulo de fricción básica
φ_r	ángulo de fricción residual
$d\sigma_1$	diferencial de esfuerzo principal mayor
$d\sigma_3$	diferencial de esfuerzo principal menor
σ	presión normal en la discontinuidad
σ_1	esfuerzo principal mayor
σ_3	esfuerzo principal menor
σ	presión normal en la discontinuidad
σ_c	compresión inconfiada en las paredes de la discontinuidad
σ_n	σ/σ_c o presión normalizada en las paredes de la discontinuidad
σ_t	resistencia a la tracción en la masa rocosa
τ	resistencia al corte de la discontinuidad
τ_n	τ/σ_c o resistencia al corte normalizada en las paredes

τ_p	resistencia al corte pico normalizada en la discontinuidad
τ_r	resistencia al corte del macizo rocoso que inscribe la discontinuidad
ν	rata de dilatación con respecto al desplazamiento de corte, deformación normal ecuación de Bandis (1993)
ν_{mi}	valor umbral de cierre de discontinuidad, rigidez normal
a	constante para masa rocosa criterio de falla de Hoek y Brown
a_s	proporción de corte a través de masa rocosa
A	constante envolvente de resistencia al corte para masa rocosa
A_d	constante envolvente de resistencia de discontinuidad
A_i	constante de evaluación del valor umbral de cierre de discontinuidad
A_n	constante de envolvente normalizada macizo rocoso
B	constante envolvente de resistencia al corte para masa rocosa
B_d	constante envolvente de resistencia de discontinuidad (regresión)
B_i	constante de evaluación del valor umbral de cierre de discontinuidad
B_n	constante de envolvente normalizada macizo rocoso
C	resistencia a la tracción para masa rocosa
C_i	constante de evaluación del valor umbral de cierre de discontinuidad
C_n	resistencia a la tracción normalizada para masa rocosa
Coh	cohesión de la masa rocosa
D	dimensión fractal, factor de perturbación de la masa rocosa
D_i	constante de evaluación del valor umbral de cierre de discontinuidad
Dil	dilatación
E_o	abertura de discontinuidad para esfuerzo normal nulo
i	ángulo de rugosidad para una deformación cortante dada
$i_{máx}$	ángulo de rugosidad máximo para una deformación mínima
J_a	número que evalúa la alteración en las discontinuidades
JCS	compresión inconfiada en las paredes de la discontinuidad

J_n	número que califica la cantidad de familias de diaclasas
J_r	número que evalúa las condiciones de rugosidad en las fracturas
J_v	número total de discontinuidades estructurales por metro cúbico
J_w	número que evalúa las condiciones de agua en el macizo
JRC	coeficiente de rugosidad de la discontinuidad
K	signo que indica el abscisado o ubicación de un tramo de vía en kilómetros
K_{nn}	rigidez normal al plano promedio de diaclasamiento (rango elástico)
K_{ni}	rigidez inicial normal al plano promedio de diaclasamiento
K_{SS}	rigidez cortante al plano promedio de diaclasamiento (rango elástico)
L	longitud de diaclasa levantada y analizada
m_i	constante para roca intacta criterio de falla de Hoek y Brown
m_b	constante para masa rocosa criterio de falla de Hoek y Brown
s	constante para masa rocosa criterio de falla de Hoek y Brown
RQD	índice de calidad de la roca
RMR_{76}	Clasificación Geomecánica de Masas Rocosas año 1976
RMR_{89}	Clasificación Geomecánica de Masas Rocosas año 1989
S_j	Intercepto en el eje de ordenadas de esfuerzo de corte, Patton (1966)
SRF	número que evalúa las condiciones de esfuerzos en el macizo
GSI	índice geológico de resistencia
Q	índice de calidad de macizo
Q'	índice modificado de calidad de macizo
$u(pico)$	deformación cortante para el esfuerzo cortante pico
X	deformación post-pico o plástica por acción del corte

RESISTENCIA DE LAS DISCONTINUIDADES ROCOSAS AL ESFUERZO CORTANTE

RESUMEN

En este trabajo se evalúa la resistencia pico, resistencia residual y las propiedades de deformabilidad en el rango elástico tanto al corte como en el sentido normal para discontinuidades estructurales onduladas de macizos rocosos. Esto se logró establecer mediante la cuantificación de la geometría de las ondulaciones presentes en las discontinuidades estructurales, aplicando la metodología propuesta por Goodman para la medición de parámetros en campo, los cuales permiten calcular el ángulo de rugosidad (i) en forma más realista. El procedimiento se realizó en once perfiles lineales obtenidos en diabasas de la Formación Volcánica presente en el departamento del Valle del Cauca, vertiente pacífica en la cordillera Occidental. De cada perfil se calcularon múltiples valores del ángulo rugosidad (i) para diferentes magnitudes de desplazamiento y con este conjunto de valores se obtuvieron las envolventes de resistencia pico y residual y los parámetros de deformación en el rango elástico y post-pico.

PALABRAS CLAVE

Ángulo de fricción básica, ángulo de fricción pico, ángulo de fricción residual, ángulo de rugosidad, calidad de macizo, degradación de la resistencia, dilatación, fractal, resistencia pico, resistencia residual, rigidez normal, rigidez al corte.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

Las rocas tienen discontinuidades estructurales y la resistencia al corte del macizo rocoso depende en un porcentaje alto de la resistencia al corte de la discontinuidad la que a su vez es función de la geometría y los rellenos en la misma. En la actualidad, el efecto geométrico en la discontinuidad se está evaluando en la práctica profesional en una forma burda lo cual induce que en algunos casos se esté en el lado de los sobre-diseños y en otros en sub-diseño sin tener claridad de qué lado se está.

Se requiere lograr un nivel de refinamiento en la evaluación de los factores geométricos y su incidencia en la resistencia al corte con el fin obtener diseños más económicos y con menor incertidumbre.

Las superficies o planos de discontinuidades de los macizos rocosos condicionan de una forma definitiva sus propiedades y comportamiento. Las discontinuidades imprimen un carácter discontinuo y anisótropo a los macizos, haciéndolos más deformables y débiles.

El estudio del comportamiento mecánico de las discontinuidades se basa en las relaciones entre los esfuerzos de corte aplicados y los desplazamientos tangenciales producidos. Esta relación es la rigidez de la discontinuidad y tiene unidades de esfuerzo/longitud.

La resistencia al esfuerzo cortante en las superficies de las discontinuidades rocosas, se definen por dos factores esenciales, la resistencia de fricción durante el desplazamiento mutuo de dos superficies planas y la resistencia al desplazamiento como resultado de la presencia de asperezas de diferente forma en las superficies de deslizamiento.

La resistencia al corte con base en la magnitud del esfuerzo normal y las propiedades de resistencia del plano de debilidad, no deja de ser una simplificación (a pesar de su uso extendido). Esto debido a que son varios los factores que controlan la resistencia al corte de las discontinuidades: rugosidad, tipo, espesor y propiedades del relleno si lo hay, resistencia y deformación de las paredes, el valor del esfuerzo normal y el área de contacto entre las mismas.

Patton (1966) propuso un modelo bilineal para evaluar la resistencia al corte, basado en la influencia de las rugosidades o irregularidades que generalmente

presentan las discontinuidades. En este modelo, las rugosidades se representan por un ángulo denominado ángulo de rugosidad (i), el cual es el ángulo que forma la irregularidad con respecto al plano de la discontinuidad y tiene una gran influencia en el comportamiento geomecánico de la misma, bien sea plana, escalonada u ondulada. La descripción y medida de la rugosidad tiene como principal finalidad la estimación de la resistencia al corte de los planos.

La falla en la discontinuidad estructural es acompañada de una dilatación la cual ocurre en la dirección normal al movimiento de cortante. Si el cuerpo no tiene la posibilidad de dilatarse por la presencia de un esfuerzo normal alto, tiende a existir la rotura a través de la roca intacta, con el consecuente cambio de las propiedades en la discontinuidad. Por ello, el análisis de la deformación hacia la falla, así como la influencia de la correlación entre las deformaciones y los esfuerzos de falla, tienen tanta importancia para hacer la evaluación de los parámetros de la misma.

La dilatación de las fisuras rugosas es una propiedad muy importante de las rocas que hay que tomar en cuenta cuando se calculan la estabilidad de macizos rocosos y los sistemas de estabilización. En este caso se destaca el hecho de que la discontinuidad, restringida en cuanto a sus posibilidades de abertura y con el consiguiente aumento en ella de los esfuerzos normales, resiste más a las fuerzas en movimiento que las discontinuidades sometida a un esfuerzo normal constante. Cabe observar que la dilatación se manifiesta en forma más evidente en las discontinuidades cerradas. Las discontinuidades abiertas o suficientemente descubiertas, con relleno poroso blando o sin relleno, pueden manifestar una tendencia al cierre cuando hay corte.

Los principales factores que definen la dilatación de las discontinuidades son la rugosidad y la trabazón de las dos superficies que la conforman, que a su vez están regidos por la presencia y magnitud de los desplazamientos en las discontinuidades en el pasado.

La rugosidad aumenta la resistencia al corte, la cual decrece con el aumento de la abertura y por lo general, con el espesor del relleno, si este existe. Cabe anotar, que la presente investigación se realizó sobre discontinuidades sin relleno y sería objeto de otra investigación similar, sobre aquellas que lo poseen, dado que los procedimientos varían sustancialmente para estas últimas.

En este documento se presentan los resultados obtenidos en la investigación, para lo cual se adoptó la siguiente organización:

El Capítulo 2, presenta un panorama e importancia del conocimiento y la caracterización de la geometría de las discontinuidades en roca. En el Capítulo 3, se presenta el marco teórico en el cual se desarrolló el trabajo, con la presentación de las diferentes teorías en las cuales se apoyó el mismo. En el Capítulo 4, se hace una descripción de la zona de los estudios, su localización, accesos, marco geológico y la descripción de las actividades realizadas en cuanto a levantamientos de campo. En el Capítulo 5, se presenta la metodología propuesta en el proceso de los levantamientos de las discontinuidades y obtención de la resistencia al corte de las mismas. En el Capítulo 6, se presenta el modelo estadístico, con el cual se obtuvieron parámetros característicos para el tipo de roca muestreado. En el Capítulo 7, se presentan las conclusiones de la investigación.

1.2 ACERCA DEL SITIO ESCOGIDO PARA EL DESARROLLO DEL TRABAJO

Se escogió el sitio en la vía Buga-Buenaventura, por estar en una zona en la cual el autor del trabajo en alguna época tuvo intervenciones profesionales. Se observan en el sitio de estudio unos afloramientos de roca volcánica la cual se describe en el capítulo 4, con muy buena definición geométrica en sus discontinuidades y que encajan en características de acuerdo con el objetivo del trabajo.

1.3 OBJETIVO

Desarrollar una metodología que permita evaluar, la resistencia pico, resistencia residual y los módulos de deformabilidad al corte y normal, mediante la cuantificación de la geometría de las ondulaciones presentes a lo largo de discontinuidades estructurales, a través de levantamientos de perfiles lineales.

1.4 ALCANCE

El procedimiento desarrollado en este proyecto aplica para rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias con discontinuidades onduladas sin relleno. Para rocas con condiciones erráticas en las diaclasas de gran extensión, cuya rugosidad (ondulación), grado de meteorización (resistencia de las paredes) y relleno varían considerablemente a lo largo de discontinuidad, es necesario que la resistencia al esfuerzo cortante se defina diferencialmente en tramos de relativa uniformidad.

Con la investigación que se realizó, se determinó en forma más directa el comportamiento de las discontinuidades, tanto ante aperturas como cierres y también las cuantificaciones de las dilataciones generadas una vez se ha movilizado la resistencia pico de la discontinuidad y se entra en un régimen post-pico. En igual forma, se determinó el comportamiento de las deformaciones al corte tanto en el rango elástico como post-pico.

En este trabajo, se plantea una metodología de evaluación de la resistencia a partir del conocimiento de la geometría de la superficie de la discontinuidad.

2. ESTADO DEL ARTE

2.1 EVOLUCIÓN DE LA MECÁNICA DE ROCAS

2.1.1 Generalidad

Se tiende a pensar en la ingeniería de rocas como una disciplina moderna y, sin embargo, ya en 1773, Coulomb incluyó los resultados de las pruebas sobre las rocas de Burdeos, en una ponencia leída ante la Academia Francesa en París (Coulomb, 1776 y Heyman, 1972 en Hoek 2007). Ingenieros franceses comenzaron la construcción del Canal de Panamá en 1884 y esta tarea se hizo cargo el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE.UU. en 1908. En el medio siglo entre 1910 y 1964, 60 deslizamientos se registraron en cortes a lo largo del canal y, a pesar de que estos deslizamientos no se analizaron en términos de mecánica de rocas, el trabajo reciente de los Cuerpos de Ingenieros de EE.UU. (Lutton et al, 1979) muestra que estas deslizamientos fueron controladas principalmente por las discontinuidades estructurales y muestran que los conceptos modernos son plenamente aplicables al análisis de estos casos. Al hablar de las deslizamientos del Canal de Panamá en su Discurso a la primera conferencia internacional sobre la Mecánica de Suelos e Ingeniería de la Fundación en 1936, Karl Terzaghi (Terzaghi, 1936, Terzaghi y Voight, 1979) dijo: " El deslizamiento catastrófico de las laderas del corte más profundo del Canal de Panamá emitió una advertencia de que estamos sobrepasando los límites de nuestra capacidad de predecir las consecuencias de nuestras acciones ' .

En 1920 Josef Stini en Hoek (2007), comenzó a impartir la cátedra de Ingeniería Geológica en la Universidad Técnica de Viena y antes de morir en 1958 había publicado 333 artículos y libros sobre el tema (Müller, 1979). Leopold Müller fundó la revista *Geologie und Bauwesen*, el precursor de la literatura sobre Mecánica de Rocas actual, y probablemente fue el primero en destacar la importancia de las discontinuidades estructurales en el comportamiento de la ingeniería de los macizos rocosos.

Otros científicos notables e ingenieros de diversas disciplinas hicieron algunos trabajos interesantes sobre el comportamiento de la roca durante la primera parte de este siglo. Von Karman (1911) en Hoek 2007, King (1912) en Hoek 2007, Griggs (1936), Ide (1936) en Hoek 2007, y Terzaghi (1945) trabajaron sobre fallas en los materiales rocosos. En 1921 Griffith propuso su teoría de la falla de los materiales frágiles y, en 1931 Bucky en Hoek (2007), comenzó a

usar una máquina centrífuga para estudiar la falla sobre modelos de minas bajo gravedad simulada.

Ninguna de estas personas se habría clasificado a sí mismo como Ingeniero de Rocas o Ingeniero Mecánico de Rocas- el título no se había inventado en ese momento - pero todos ellos hicieron contribuciones significativas a la base fundamental de la materia como la conocemos hoy en día. No se tiene una lista exhaustiva de los documentos relacionados con la mecánica de rocas que fueron publicados antes de 1960, pero las referencias dadas anteriormente mostrarán que los acontecimientos importantes en la materia se llevaban a cabo mucho antes de esa fecha.

Los años 1960 fueron muy importantes en el desarrollo general de la ingeniería de rocas en todo el mundo debido a una serie de fallas catastróficas ocurridas y que claramente mostraron que, en la roca, así como en el suelo, 'estábamos sobrepasando los límites de nuestra capacidad de predecir el consecuencias de nuestras acciones " (Terzaghi y Voight, 1979).

En diciembre de 1959, la cimentación de la presa Malpasset, una presa de hormigón en arco en Francia falló y la inundación resultante mató a unas 450 personas. En octubre de 1963 alrededor de 2.500 personas en la ciudad italiana de Longarone murieron como consecuencia de una ola arrolladora generada que sobrepasaba la presa de Vajont. Estos dos desastres tuvieron un impacto importante en la Mecánica de Rocas y en la Ingeniería Civil y un gran número de documentos fueron escritos sobre las posibles causas de estas fallas (Jaeger, 1972).

En 1960, una mina de carbón en Coalbrook en Sudáfrica se derrumbó con la pérdida de 432 vidas. Este evento fue el responsable de la iniciación de un programa intensivo de investigación que dio lugar a importantes avances en los métodos utilizados para el diseño de columnas de carbón (Salamon y Munro, 1967).

2.1.2 Estallidos de la roca y la teoría de elasticidad

Los estallidos de la roca, son fallas explosivos de la roca que se producen cuando las concentraciones muy altas de esfuerzos son inducidas alrededor de las aberturas subterráneas. El problema es particularmente agudo en la minería a nivel profundo en roca dura y frágil. Las minas de oro a profundidad en la zona de Witwatersrand en Sudáfrica, las minas de oro de Kolar en la India, las minas de níquel se centraron en Sudbury en Canadá, las minas de la zona de Coeur d' Alene en Idaho en EE.UU. y en las minas de oro en el Kalgoorlie área en Australia, se encuentran entre las minas que han sufrido de problemas de estallidos de la roca.

Ya en 1935 las minas de níquel de nivel de profundidad cerca de Sudbury estaban experimentando problemas de estallidos. Un informe sobre estos problemas fue preparado por Morrison en 1942 en Hoek 2007. Morrison también trabajó en problemas estallidos de la roca en los campos de oro de Kolar en la India y se describen algunos de estos problemas en su libro, una filosofía de control de tierra (1976).

Los primeros trabajos sobre estallidos de roca en las minas de oro de Sudáfrica fue reportado por Gane et al (1946) y un resumen de la investigación sobre los mismos hasta 1966 se presentó por Cook et al (1966).

El trabajo sobre la ubicación sísmica de estallidos de la roca por Cook (1963) en Hoek (2007) dio lugar a una mejora significativa de nuestra comprensión de su mecánica y sentó las bases para los sistemas de monitoreo microsísmicos que ahora son comunes en las minas con estos problemas.

Una característica de casi todos los estallidos de la roca es que se producen en una roca con altos esfuerzos y de característica frágil. En consecuencia, el análisis de tensiones inducidas alrededor de las excavaciones de minería subterránea, es una clave para la comprensión del fenómeno, análisis que puede ser tratado por medio de la teoría de la elasticidad.

Gran parte de los primeros trabajos en mecánica de rocas aplicados a la minería se centró en el problema de los estallidos de la roca y este trabajo está dominado por soluciones teóricas que asumen roca elástico isotrópico y que no prevén el papel de las discontinuidades estructurales. En la primera edición de Jaeger y Cook (1969) en Hoek (2007), Fundamentos de Mecánica de Rocas, hacen mención de las discontinuidades estructurales, en no más de una docena de las 500 páginas del libro. Este comentario no implica la crítica de este libro excepcional, pero ilustra el predominio de la teoría elástica en el enfoque de la mecánica de rocas asociadas con problemas de minería profunda. Libros de Coates (1966) en Hoek (2007) y por Obert y Duvall (1967) reflejan el mismo énfasis en la teoría elástica.

Este énfasis en el uso de la teoría elástica para el estudio de problemas de mecánica de rocas fue particularmente fuerte en el mundo de habla Inglesa y tenía tanto ventajas como desventajas. La desventaja es que ignora el papel fundamental de las características estructurales.

La ventaja es que la enorme concentración de los esfuerzos en este enfoque dio lugar a avances que no podrían haber ocurrido si el enfoque ha sido más general. Muchas minas y grandes proyectos de ingeniería civil se han beneficiado de este primer trabajo en la aplicación de la teoría elástica y la mayoría de los métodos modernos de diseño de excavaciones subterráneas tienen su origen en estos trabajos.

2.1.3 Macizos rocosos discontinuos

Stini en Hoek (2007) fue uno de los pioneros de la mecánica de rocas en Europa y destacó la importancia de las discontinuidades estructurales en el control del comportamiento de las masas de roca (Müller, 1979). Stini en Hoek (2007) estuvo implicado en una amplia gama de obras de Ingeniería Civil cerca de la superficie del terreno y no es de extrañar que su énfasis se puso en el papel de las discontinuidades ya que esta fue, obviamente, el problema dominante en toda su obra. Del mismo modo, el libro de texto de Talobre (1957), el cual refleja el enfoque francés de la mecánica de rocas, reconoció el papel de la estructura a un grado mucho mayor que lo hicieron los textos de Jaeger y Cook, Coates en Hoek (2007) y Obert y Duvall.

Un gran impulso fue dado a este enfoque por la rotura de la presa Malpasset y el desastre de Vajont, ya mencionados. La destacada labor de Londe y sus compañeros de trabajo en Francia (Londe, 1965, Londe et al, 1969 y 1970) y por Wittke (1965) en Hoek (2007) y John (1968) en Hoek (2007) en Alemania sentó las bases para los análisis estructurales tridimensionales que nos tener disponible en la actualidad.

2.1.4 Ingeniería de rocas

Ingenieros Civiles y de Minas han estado construyendo estructuras sobre o en la roca durante siglos y los principios de la ingeniería de rocas se han entendido desde hace mucho tiempo. La Mecánica de Rocas no es más que la expresión formal de algunos de estos principios y es sólo durante las últimas décadas que la teoría y la práctica en esta materia se han unido en la disciplina que hoy conocemos como Ingeniería de Rocas. Un caso particularmente importante en el desarrollo del tema fue la surgimiento de la teoría elástica, que en su mayoría fue publicada en idioma inglés, con el enfoque de los medios discontinuos propiciado por los europeos. El reconocimiento gradual de que la roca podía actuar de ambas formas como un material elástico y una masa discontinua resultó en un enfoque mucho más maduro que lo tratado anteriormente. Al mismo tiempo, se ha prestado atención y han surgido técnicas para tratar con rocas blandas y arcillas objeto de la mecánica del suelo y se reconoció la importancia de la teoría viscoelástica y el comportamiento reológico en materiales tales como macizos de sal.

2.1.5 Las clasificaciones de los macizos rocosos

Una deficiencia importante de las pruebas de laboratorio de muestras de roca es que los especímenes son limitadas en tamaño y, por tanto, representan una muestra muy pequeña y altamente selectiva de la masa de roca de la que

fueron obtenidos. En un proyecto de ingeniería típico, las muestras analizadas en el laboratorio representan sólo una fracción muy pequeña inferior a un uno por ciento del volumen de la masa de roca. Además, ya que sólo aquellos especímenes que sobreviven a la recolección y proceso de preparación son probados, los resultados de estas pruebas representan una muestra altamente sesgada. ¿Cómo pueden entonces estos resultados ser utilizados para estimar las propiedades de la masa de roca en el sitio?

En un intento de proporcionar orientación sobre las propiedades de las masas de roca una serie de sistemas de clasificación de macizos de roca se han desarrollado.

Es probable que las clasificaciones más conocidas, al menos en el mundo de habla inglesa, son el sistema RMR de Bieniawski (1973, 1974) y el sistema Hoek et al (1995) y el sistema Q de Barton, Lien y Lunde (1974). Las clasificaciones incluyen información sobre la resistencia del material de roca intacta, el espaciamiento, el número y las propiedades superficiales de las discontinuidades estructurales así como las asignaciones para la influencia de las aguas subterráneas subsuperficiales, tensiones en el sitio y la orientación y la inclinación de las discontinuidades dominantes. Estas clasificaciones se desarrollaron principalmente para la estimación de los soportes en los túneles, pero su uso se ha ampliado para abarcar muchos otros campos.

A condición de que se utilicen dentro de los límites dentro de los cuales se desarrollaron, como es discutido por Palmström y Broch (2006), estos sistemas de clasificación de macizos rocosos pueden ser herramientas de ingeniería prácticas y muy útiles, no sólo debido a que proporcionan un punto de partida para el diseño del soporte de un túnel, sino también porque obligan a los usuarios examinar las propiedades del macizo rocoso de una manera muy sistemática.

2.1.6 Resistencia de la masa rocosa

Uno de los principales problemas que enfrentan los diseñadores de estructuras en la roca es el de estimar la resistencia del macizo rocoso. La masa de roca se compone generalmente de una matriz entrelazada de bloques discretos. Estos bloques pueden haber sido degradado o alterado en diferentes grados y las superficies de contacto entre los bloques pueden variar de limpias y frescas, a estar cubiertas con arcilla y a ser lisas y pulidas.

La determinación de la resistencia de una masa de roca in situ por medio de pruebas de laboratorio, no es práctico. Por tanto, esta resistencia debe ser estimada a partir de observaciones geológicas y de resultados de las pruebas sobre trozos de roca individuales o superficies rocosas que han sido retirados de la masa rocosa. Este tema ha sido ampliamente debatido por Hoek y Brown

(1980) en Hoek (2007), que utiliza resultados teóricos (Hoek, 1968) y modelos estudiados (Brown, 1970 en Hoek 2007, Ladanyi y Archambault, 1969) y la cantidad limitada de datos sobre resistencia disponibles, para desarrollar un criterio de falla empírico para macizos rocosos fracturados. Hoek (1983) también propone que el sistema de clasificación de masa de roca de Bieniawski podría ser utilizado para la estimación de las constantes requeridas para elaborar este criterio de empírico de falla.

Esta clasificación ha demostrado ser adecuada para las masas de roca de mejor calidad, pero pronto se hizo evidente que se requería de una nueva clasificación masas rocosas débiles y tectónicamente perturbadas asociados con las grandes cadenas montañosas de los Alpes, el Himalaya y los Andes.

El denominado "Geological Strength Index" (GSI) fue presentado por Hoek en 1994. Este índice fue posteriormente modificado y ampliado ya que se adquirió experiencia en su aplicación a los problemas prácticos de ingeniería de rocas. Marinis y Hoek (2001), hicieron aplicaciones en macizos de roca heterogéneos tales como flysch.

La aplicación práctica del sistema GSI y el criterio de rotura de Hoek -Brown en una serie de proyectos de ingeniería de todo el mundo han demostrado que el sistema da una estimación razonable de la resistencia de una gran variedad de masas de roca. Estas estimaciones tienen que ser refinadas y ajustadas a las condiciones individuales, por lo general basadas en análisis retrospectivos ya sea del túnel o del talud, lo cual proporcionan una base sólida para el los análisis y diseños futuros. La versión más reciente del criterio de Hoek -Brown ha sido publicada por Hoek, Carranza -Torres y Corkum (2002), junto con un programa llamado RocLab para aplicar el criterio, se puede descargar desde la dirección de Internet www.rocscience.com.

2.1.7 Mediciones de esfuerzos en el sitio

La estabilidad de excavaciones subterráneas profundas depende de la resistencia de la masa de roca que rodea las excavaciones y de los esfuerzos inducidos en la misma. Estas tensiones inducidas son una función de la forma de las excavaciones y de los esfuerzos in situ existentes antes de la ejecución de las excavaciones. Se ha encontrado que las magnitudes de esfuerzos preexistente in situ pueden variar ampliamente, dependiendo de la historia geológica del macizo rocoso en el que se miden (Hoek y Brown, 1980 en Hoek 2007). Las predicciones teóricas de estas tensiones son consideradas como poco confiables y, por lo tanto, la medición de las tensiones reales in situ es necesaria para el diseño de importantes excavaciones subterráneas.

Durante las primeras investigaciones en el sitio, cuando no hay acceso subterráneo está disponible, el único método práctico para la medición de tensiones in situ es el fracturamiento hidráulico (Haimson, 1978) en el que se usa la presión hidráulica necesaria para causar la apertura de las discontinuidades estructurales existentes y de este modo estimar los niveles de esfuerzos en el sitio. Una vez que el acceso subterráneo disponible, se pueden implementar ensayos de sobre-perforación como una técnicas de medición de los esfuerzos en el sitio (Leeman y Hayes, 1966, Worotnicki y Walton, 1976 en Hoek 2007).

2.1.8 Problemas de aguas subterráneas

La presencia de grandes volúmenes de agua subterránea constituyen un problema operativo en la excavación del túnel, pero la presión del agua, no es un problema muy grave en la ingeniería de excavación subterránea. Las excepciones son los túneles de presión asociados con los proyectos hidroeléctricos. En estos casos, las tensiones de confinamiento inadecuadas debido a la insuficiente profundidad de del túnel, pueden causar serios problemas en el mismo y en las laderas adyacentes. Los revestimientos de acero para estos túneles pueden costar varios miles de dólares por metro y con frecuencia son un factor crítico en el diseño de un proyecto hidroeléctrico. Las presiones de agua subterránea son un factor importante en todos los problemas de estabilidad de taludes y la comprensión del papel de las mismas en el subsuelo es un requisito esencial para cualquier diseño pendiente significativo (Hoek y Bray, 1981, Brown, 1982).

A pesar de que las distribuciones reales de presiones de agua en laderas rocosas son probablemente mucho más complejas que las simples suposiciones sobre distribuciones de presiones normalmente asumidas en los análisis de estabilidad de taludes (Freeze y Cherry, 1979), los estudios de sensibilidad con base en estas últimas son generalmente adecuadas para el diseño de sistemas de drenaje (Masur y Kaufman 1962). El monitoreo de la presión de agua subterránea por medio de piezómetros (Brown, 1982) es el medio más confiable para establecer los parámetros de entrada para estos modelos de aguas subterráneas y para la comprobación de la eficacia de las medidas de drenaje.

En el caso de las presas, las fuerzas generadas por el agua que actúa sobre la cara de aguas arriba y las presiones de agua generadas en las bases, son críticas en la evaluación de la estabilidad de la presa. Las estimaciones de la distribución de la presión de agua en las bases y de la influencia de las cortinas de drenaje e inyección sobre esta distribución tienen que hacerse con cuidado,

ya que tienen un impacto significativo sobre la estabilidad de la presa y el diseño de la cimentación (Soos, 1979).

Los grandes avances que se han hecho en el campo de las aguas subterráneas en las últimas décadas han estado en la comprensión del transporte de contaminantes por las aguas subterráneas. Debido a la urgencia asociados con la eliminación de residuos nucleares y tóxicos en los países industrializados, se ha producido una concentración de los esfuerzos de investigación en este campo y los avances han sido significativos. Los resultados de esta investigación no tienen un impacto directo en la ingeniería geotécnica convencional, pero ha habido muchos beneficios indirectos por el desarrollo de instrumentación y de programas de computador aplicados a geotecnia que se puede aplicar igualmente a la eliminación de residuos y a los problemas geotécnicos.

2.1.9 Refuerzo de la roca y el diseño de soportes

La seguridad durante la construcción y la estabilidad a largo plazo son factores que deben tenerse en cuenta por los diseñadores de las excavaciones en roca. No es inusual que para cumplir los requisitos de estabilidad, se da lugar a una necesidad de instalación de alguna forma de refuerzo de o de soporte en la masa rocosa. Afortunadamente, los avances prácticos en este campo han sido significativos durante los últimos 25 años y el ingeniero de rocas de la actualidad, tiene una amplia variedad de sistemas de refuerzo y técnicas de revestimiento, por ejemplo para el caso de un túnel. En particular el desarrollo del hormigón proyectado ha hecho una importante contribución a la construcción subterránea moderna.

Ha habido una considerable confusión en el uso de los términos " refuerzo " y " soporte" en la ingeniería de rocas y que es importante que el lector entienda las diferentes funciones de estos dos sistemas importantes.

Refuerzo de rocas, como su nombre indica, se utiliza para mejorar la resistencia y/o el comportamiento de deformación de una masa de roca de la misma manera que las barras de acero se utilizan para mejorar el rendimiento del hormigón. El refuerzo consiste generalmente de pernos o cables que se colocan en la masa de roca de una manera tal que proporcionen confinamiento o restricción para contrarrestar el aflojamiento y el movimiento de los bloques de roca. Ellos pueden o no ser tensionados, dependiendo de la secuencia de instalación, y pueden o no pueden ser inyectados, dependiendo de si son refuerzo temporal o permanente . En general, el refuerzo de rocas sólo es plenamente eficaz en macizos rocosos con buena fricción y de moderada a alta resistencia. Tales masas de roca permiten anclaje eficaz de la armadura y que

también desarrollan el rozamiento necesario para beneficiarse del confinamiento proporcionado por el refuerzo. En las masas de roca reforzadas, la malla y/o hormigón proyectado juegan un papel importante en la reducción de la posibilidad de falla en terrenos susceptibles a caídas sucede en zonas muy fracturadas.

Para macizos rocosos calificado de débiles a muy débiles con un comportamiento más cohesivo que friccional, el refuerzo es menos eficaz y, en el caso de materiales extremadamente débiles, puede que no funcione en absoluto. En estos casos es más apropiado utilizar el soporte que el refuerzo. Este soporte, que generalmente consiste en conjuntos de acero y hormigón proyectado o revestimientos de hormigón en diferentes combinaciones, debe actuar sobrellevando la carga bruta para ser totalmente eficaz en el caso de un terreno muy débil. La función primaria del soporte es limitar la deformación de la masa de roca o suelo que rodea el túnel y la secuencia de instalación, en relación con el avance de la cara del túnel, es importancia primordial. La capacidad del revestimiento estructural debe calcularse con base en los momentos de flexión y empujes axiales que se generan en los elementos de soporte debidos a la inestabilidad potencial de los bordes de la excavación. En el caso de grandes túneles en un medio rocoso muy débil y con altos esfuerzos, se debe implementar la excavación por etapas y emplear soportes temporales para garantizar la estabilidad de cada una de ellas. El desarrollo de hormigón proyectado ha sido extremadamente importante en el soporte de túneles en terrenos débiles ya que permite la rápida instalación de un soporte temporal o permanente.

El uso de cables largos e inyectados sin tensionamiento en minería subterránea en presencia de roca dura (Clifford, 1974, Fuller, 1983, Hunt y Askew, 1977, Brady y Brown, 1985, todos en Hoek, 2007), ha sido una innovación particularmente importante que se ha traducido en mejoras significativas en los costos y seguridad y mineras en cuerpos masivos de minerales. Las lecciones aprendidas de estos sistemas de minería se han aplicado con bastante éxito en la ingeniería civil y el uso de pernos no tensionados, instalados lo más cerca posible a la cara de avance, tiene muchas ventajas en la construcción del túnel de alta velocidad. El uso de cables inyectados no tensados o barras de refuerzo también ha demostrado ser una técnica muy eficaz y económica en la estabilización de taludes en roca. Este refuerzo se instala progresivamente a medida que el talud es excavado y es muy eficaz en el cosido de la masa de roca y la prevención de la iniciación de desestabilizaciones.

El diseño de ambos refuerzo y soporte de las masas rocosas se han beneficiado enormemente de la evolución de las computadoras personales y el desarrollo de software muy potente y fácil de usar. Considerando que, en el pasado, estos diseños se basaron en reglas empíricas o esquemas de clasificación basados en la experiencia, ahora es posible estudiar una amplia

gama de geometrías de excavación, secuencias de las mismas, propiedades del macizo rocoso y las opciones de refuerzo o de soporte por medio de modelos numéricos. Esto no implica que cada metro de cada excavación tiene que ser sometido a este tipo de análisis, pero sí quiere decir que, una vez que se ha establecido un modelo geológico confiable, el diseñador puede elegir los sistemas de soporte y/o refuerzo y optimizar los diseños para las condiciones típicas esperadas.

2.1.10 Métodos de excavación en roca

Como se señaló anteriormente, la resistencia de los macizos rocosos fracturados es muy dependiente de la interacción entre los bloques de roca individuales. Esta interacción es fácilmente destruida si no se tienen los cuidados durante la operación de voladura durante las excavaciones y son las causas más comunes de inestabilidad en la realización de excavaciones subterráneas.

Las técnicas para controlar el daño explosión en roca son bien conocidas (Svanholm et al, 1977, Langefors y Kihlstrom de 1963, Hagan, 1980 todos en Hoek 2007), pero a veces es difícil convencer a los propietarios y los contratistas que la aplicación de estas técnicas es que esto vale la pena. La experiencia en proyectos en los que se ha utilizado voladura cuidadosamente controlada, generalmente muestra que la cantidad de refuerzo se puede reducir de manera significativa y que el costo global de la excavación y el soporte es menor que en el caso de voladuras deficientemente ejecutadas (Hoek, 1982 en Hoek 2007).

La excavación mecanizada es una técnica que hace que se genere muy poca perturbación a la roca que rodea una excavación subterránea. Una amplia gama de tuneladoras se han desarrollado en los últimos 25 años, y estas máquinas son ahora capaces de trabajar en casi todos los tipos de roca (Robbins, 1976, McFeat-Smith, 1982 todos en Hoek 2007). Un mayor desarrollo de estas máquinas se puede esperar y es probable que la máquina de excavación tendrá un papel mucho más importante en el futuro túnel que en la actualidad.

2.1.11 Herramientas de análisis

Los modelos analíticos siempre han jugado un papel importante en la mecánica de rocas. Los primeros modelos se remontan a las soluciones, como el cálculo

de las tensiones que rodean un agujero circular en una placa por Kirsch en 1898. El desarrollo de la informática en la década de 1960 hizo posible el uso de técnicas numéricas iterativas tales como elementos finitos (Clough, 1960), los elementos de borde (Crouch y Starfield, 1983 en Hoek 2007), de elementos discretos (Cundall, 1971 en Hoek 2007) y combinaciones de estos métodos (von Kimmelman et al, 1984 , Lorig y Brady, 1984, todos en Hoek 2007). Estos se han convertido en herramientas casi universales en mecánica de rocas.

El desarrollo del computador también ha hecho que sea mucho más fácil el uso de potentes métodos de equilibrio límite (Sarma, 1979, Brown y Ferguson, 1979, Shi y Goodman, 1981, Warburton, 1981 todos en Hoek 2007) y los enfoques probabilísticos (McMahon, 1971, Morris y Stoter, 1983, Priest y Brown, 1982, Read y Lye, 1983, todos en Hoek 2007) para los estudios de mecánica de rocas.

El advenimiento de la micro - ordenador y la rápida evolución que han tenido lugar en el hardware de bajo costo nos han llevado a la era de la computadora en el escritorio de cada profesional. La potencia de estas máquinas está transformando nuestro enfoque de análisis de la mecánica de rocas, ya que ahora es posible llevar a cabo un gran número de sensibilidades y estudios de orden probabilístico en una fracción del tiempo que se requiere para un único análisis hace unos años.

Dada la naturaleza intrínsecamente no homogénea de las masas de roca, tales estudios de sensibilidad nos permiten explorar la influencia de las variaciones en el valor de cada parámetro de entrada y basar nuestros juicios de ingeniería de la tasa de cambio en el valor calculado en lugar de obtener una sola respuesta.

2.1.12 Comentario

Durante los últimos 25 años, la mecánica de rocas se ha convertido en un tema maduro que está construido sobre una base sólida de la geología y de la mecánica de materiales. Las personas procedentes de diferentes disciplinas han contribuido a este tema y han desarrollado una amplia gama de herramientas y técnicas prácticas. Todavía hay una gran cantidad de espacio para el desarrollo, la innovación y la mejora en casi todos los aspectos de la materia y se trata de un campo que seguirá proporcionando retos emocionantes durante muchos años por venir.

2.2 COMPORTAMIENTO DE LAS DISCONTINUIDADES

De acuerdo con la observación de taludes de gran altura excavados y naturales, en muchos de ellos las estructuras geológicas están orientadas desfavorablemente y poseen buzamientos que teóricamente son desfavorables a la estabilidad. La explicación de esta aparente situación paradójica es la existencia de discontinuidades con ondulaciones importantes que inducen que ángulo de fricción tenga un incremento.

De acuerdo con las observaciones, la resistencia al corte de las discontinuidades en una masa rocosa, juega un papel preponderante en el campo de la ingeniería civil. Los ingenieros se encuentran a menudo con problemas relacionados con la estabilidad de taludes, túneles, proyectos mineros, presas, estructuras y muchos otros trabajos.

Los primeros trabajos relacionados con la predicción de la resistencia de las discontinuidades, fueron adelantados por Patton (1966), Byerlee (1967), Ladanyi y Archambault (1969), Jaeger (1971), Barton (1973) y Barton (1978), Barton y Choubey (1978). Las contribuciones de estos investigadores condujeron la obtención del primer criterio empírico para hallar la resistencia al corte pico en estructuras geológicas. Dentro de este grupo de investigadores, Jaeger (1971), en sus investigaciones trató de considerar la parte de las rugosidades y de la fricción básica, pero las variables con las cuales se quiso modelar el fenómeno son de difícil obtención en la práctica.

A la par, Ladanyi y Archambault (1969), combinaron el ángulo de fricción básico, el ángulo de dilatación o dilatancia y la forma de las asperezas en la resistencia pico de las discontinuidades, lo cual ha sido probado en estudios con modelos físicos. Este criterio se tomó como base para el presente trabajo, dado que en él se simulan de una forma muy clara los comportamientos para bajas presiones, para bajas presiones y el paso del comportamiento frágil en discontinuidades a un comportamiento dúctil.

Posteriormente Goodman (1989), propuso mediciones directas en las formas de las discontinuidades y retoma las propuestas de Ladanyi y Archambault ya mencionadas. Las investigaciones de este autor muestran que este enfoque está entre los que mejor simulan el comportamiento a de la resistencia pico y residual al corte de las discontinuidades en un macizo rocoso.

Otros enfoques de tipo estadístico fueron implementados por Wu y Ali (1978), Tse y Cruden (1978), Dight y Chiu (1981), Maerz, Franklin y Bennett (1990) y finalmente Reeves (1985). Estas evaluaciones estadísticas se basan al igual que la de Goodman (1989), en mediciones directas y la obtención de parámetros adicionales como son la resistencia a la compresión confinada y el

ángulo de fricción básico, con los cuales se obtiene la resistencia pico de las discontinuidades.

Los anteriores planteamientos metodológicos expuestos por los autores mencionados, han tratado de racionalizar y relacionar lo visualizado empíricamente en materia de resistencia al corte pico de las discontinuidades, de forma estrecha con las rugosidades y asperezas de las mismas.

También se ha logrado establecer que el efecto de escala tiene una influencia preponderante en la resistencia pico, como se puede observar en los trabajos de Barton (1990), Cunha (1990), Bandis (1990). La respuesta de la roca a cargas impuestas muestra un efecto pronunciado de acuerdo con en el tamaño o escala de la carga y en la porción para investigación y análisis que se elija de las discontinuidades.

Se hicieron también avances importantes en establecer las deformabilidades en las discontinuidades tanto en el sentido normal a la discontinuidad, como en el sentido del fenómeno de corte. La propuesta sobre como cuantificar estas magnitudes, se expresa en Bandis (1993), aunque esta propuesta ignora el efecto de los esfuerzos normales de confinamiento en la magnitud de la deformación pico al corte en la discontinuidad estructural. Posteriormente Asadollahi et al (2010a) y Asadollahi et al (2010b), con base en observaciones de campo y laboratorio, modificaron la relación propuesta por Bandis (1993), e incluyeron el efecto del esfuerzo normal de confinamiento en el estimativo del desplazamiento cortante correspondiente al esfuerzo de corte pico en el comportamiento a la deformación de las discontinuidades estructurales.

Estas consideraciones sugieren que las especificaciones de las propiedades mecánicas de un macizo rocoso son de vital importancia. En particular, la imposibilidad de hacer pruebas en muestras de roca con discontinuidades estructurales, a una escala suficiente para representar la continuidad de las mismas, indica la necesidad de postular métodos para obtener las propiedades de las discontinuidades del macizo rocoso y sus elementos constitutivos.

Estos párrafos constituyen un breve recorrido a través del desarrollo de la mecánica de rocas y en particular en el aspecto del desarrollo de la evaluación de la resistencia en discontinuidades, los cuales tratan de mostrar su evolución. Se parte de las primeras investigaciones sobre el comportamiento de las estructuras al cortante, hasta lo que se tiene al presente, en materia de caracterización y en materia de simulación. Existe un gran campo de acción, ya que las estructuras en general presentan alta complejidad, dado que al presente sus elementos objeto de medición tales como la ondulación,

evaluación de la resistencia y deformabilidad de la roca, se hacen de una manera un tanto subjetiva y son en muchas ocasiones a criterio del evaluador. En igual forma, intervienen los rellenos, su historia, su génesis y su composición mineralógica. Es por ello que ante la presencia de estructuras que además de tener sus características de ondulación poseen rellenos, se presentan infinidad de incógnitas que en la presente investigación no serán resueltas. Es por ello, que se deben aunar esfuerzos en muchas investigaciones sobre el tema con el fin de tener los conocimientos necesarios para acometer con confiabilidad los retos de ingeniería de rocas que se imponen en el día a día.

3. MARCO TEÓRICO

3.1 GENERALIDADES

El presente capítulo revisa las principales teorías de evaluación de macizos, así como las teorías vigentes tendientes a describir los factores que influyen en la resistencia al corte de las discontinuidades estructurales. Se hace la revisión sobre la influencia en la resistencia al corte del confinamiento con la posibilidad de dilatación nula. Se revisan también las teorías sobre la deformabilidad al corte de las discontinuidades, lo mismo que la deformabilidad en el sentido normal de las mismas. Se presenta la revisión en igual forma, sobre aspectos de comportamiento como son el comportamiento frágil y el comportamiento dúctil de las discontinuidades, dependiente de los confinamientos de las mismas. Como apoyo vital en este trabajo, se usó la formulación de Ladanyi y Archambault (1969), con la cual se halló el comportamiento post-pico de las discontinuidades estructurales. En igual forma, las teorías sobre clasificaciones de masas rocosas y sus derivaciones son el complemento indispensable para hallar la resistencia del macizo, factor indispensable en la formulación de Ladanyi y Archambault.

3.2 CALIDAD DE MACIZOS ROCOSOS- SISTEMA Q

Con base en la evaluación de un gran número de casos históricos, donde se involucró la construcción de túneles y cavernas, Barton et al (1974) del Instituto Geotécnico Noruego propuso el Índice de Calidad en Túneles (Q) para la determinación de las características de la masa rocosa y los requerimientos de soporte para túneles. El valor numérico del índice Q varía sobre una escala logarítmica desde 0.001 a un máximo de 1000 y es definido por la relación presentada a continuación.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF} \quad (3.1)$$

Los seis parámetros relacionados en la anterior ecuación tienen el siguiente significado:

- RQD Es el índice de calidad de la roca
- J_n Es el número que califica la cantidad de familias que intervienen en el levantamiento
- J_r Es el número que evalúa las condiciones de rugosidad de los planos de fractura

- Ja Es el número que evalúa la alteración de las juntas y está relacionado con la meteorización en la zona evaluada
- Jw Es el número que evalúa las condiciones de agua en el macizo rocoso
- SRF Es el número que evalúa las condiciones de esfuerzo en el macizo

De acuerdo con Barton et al (1974), los seis parámetros relacionados en la ecuación tienen el siguiente significado:

El primer cociente (RQD/J_n), representa la estructura de la masa rocosa y constituye una medida cruda del tamaño del bloque, con dos valores extremos (100/0.5 y 10/20). Este cociente se puede interpretar en unidades de centímetros, lo cual da un intervalo entre 200 y 0.50, lo cual da aunque de una manera cruda una aproximación a la realidad.

El segundo cociente (J_r/J_a), representa la rugosidad y las características friccionales de las paredes de las discontinuidad o de los materiales de relleno si estos existen. Este cociente tiene un valor significativo en el caso de superficies rugosas inalteradas en contacto directo. Cuando las discontinuidades estructurales contienen rellenos de minerales de arcilla, la resistencia se reduce significativamente. No obstante, si se presenta contacto entre las paredes después de un pequeño desplazamiento al corte, esto sería un factor que preservaría la estabilidad de la excavación. Cuando no existe contacto después de un desplazamiento, las condiciones son extremadamente desfavorables a la estabilidad.

El tercer cociente (J_w/SRF), consta de dos parámetros relacionados con los esfuerzos. El SRF es una medida de las cargas de aflojamiento en el caso de una excavación a través de las zonas de cizalladura y zonas con rellenos de arcilla. El SRF en igual forma, es una medida de los esfuerzos en la masa rocosa en el caso de macizos competentes. Por último, el SRF mide los comportamientos de flujo plástico de material hacia la excavación o “squeezing ground” y en igual forma, predice los estallidos de roca o “rock burst”. El J_w es una medida de la presión de agua, la cual ejerce un efecto adverso en la resistencia al corte de las discontinuidades, debido a la reducción de los esfuerzos efectivos. El agua puede tener otros efectos como son el ablandamiento y el lavado de los rellenos de las discontinuidades. Este tercer cociente tiene que ser evaluado con cuidado debido a lo paradójico de su combinación de parámetros, ya que un esfuerzo efectivo alto significa unas condiciones de estabilidad precarias, a pesar de que eventualmente exista una alta resistencia al corte.

En la tabla que a continuación se presenta, se pueden hacer las evaluaciones de los parámetros de la ecuación con la cual se obtiene la calidad del macizo.

Tabla 3-1 Clasificación de los parámetros individuales empleados en el índice de calidad Q (tomado de Barton et al 1974)

Descripción	Valor	Notas
1 Índice de Calidad de Roca A Muy Pobre B Pobre C Regular D Buena E Excelente	RQD 0 25 25 50 50 75 75 90 90 100	1 Donde si RQD se mide como < 10 (inclusive 0), se le otorga un valor nominal de 10 aplicable a Q 2 Intervalos de 5 para RQD, o sea 100, 95, 90, etc. Son suficientemente precisos
2 Numero de Familias de Discontinuidad A Roca masiva, sin o con pocas discontinuidades B Una familia de discontinuidades C Una familia y alguna eventual D Dos familias de discontinuidades E Dos familias y alguna eventual F Tres familias de discontinuidades G Tres familias y alguna eventual H Cuatro o más familias, fuertemente diaclasada J Roca triturada	Jn 0,5 1,0 2,0 3,0 4,0 6,0 9,0 12,0 15,0 20,0	1 Para intersecciones use (3.0* Jn) 2 Para portales use (2.0* Jn)
3 Numero de rugosidad de las discontinuidades <i>a) Contacto entre paredes de roca</i> <i>b) Contacto despues o hasta 10 cm del corte</i> A Junta discontinua B Rugosas o irregulares C Suaves, ondulada D Espejo de falla o superficie de fricción ondulación E Rugosas o irregulares pero planas F Lisas y planas G Espejo de falla pero plana <i>c) Sin contacto de roca después de un corte de 10 cm.</i> H Zona que contine minerales arcillosos de espesor suficiente para impedir el contacto de paredes J Zona arenosa, de grava o roca, triturada de espesor suficiente para impedir el contacto entre paredes	Jr 4,0 3,0 2,0 1,5 1,5 1,0 0,5 1,0 1,0	1 Adicione 1.0 si la separación media del sistema de juntas es mayor de 3 m. 2 Jr= 0.5 se puede usar para espejos de falla planares lineales, que impliquen una resistencia mínima

Tabla 3-1 (Continuación)

4	Numero de alteración de las discontinuidades	Ja	φaprox
	<i>a) Contacto entre paredes de roca</i>		
A	Resistencia, Relleno impermeable, cuarzo o epidota	0,75	
B	Paredes inalteradas, solo con manchas de superficie	1,0	25°-35°
C	Paredes ligeramente alteradas, no contiene materiales blandos, partículas arenosas, roca triturada sin arcilla	2,0	25°-30°
D	Recubrimiento limoso o areno-arcilloso, pequeñas partículas de arcilla (inablandable)	3,0	20°-25°
E	Recubrimientos blandos, con arcilla de baja fricción (caolinita o mica), También clorita, talco, yeso y grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas	4,0	8°-16°
	<i>b) Contacto entre paredes hasta 10 cm del corte</i>		
F	Partículas arenosas, roca desintegrada, sin arcilla etc.	4,0	25°-30°
G	Rellenos de minerales arcillosos fuertemente consolidados, no blandos (continuos e < 5 mm)	6,0	16°-24°
H	Rellenos de minerales arcillosos de consolidación media o baja (continuos e < 5 mm)	8,0	8°-16°
J	Rellenos de arcillas expansivas, o sea montmorillonita (continuos e < 5 mm). El valor de Ja depende del porcentaje de partículas expansivas y del acceso al agua	8 - 12	6°-12°
	<i>c) Sin contacto de las paredes despues del corte</i>		
K	Zonas o capas de roca y arcilla desintegrada o triturada (véase G, H y J para descripción de la condición de arcillas)	6,0	
L		8,0	
M	Zonas o capas de arcilla limosa o arenosa, pequeñas fracciones de arcilla no blanda	0.8 - 12	6°-24°
N		5,0	
O	Zonas o capas gruesas de arcilla (véase G, H y J para la descripción de la condición de arcillas)	10 - 13	
P		13 - 20	
R			

Tabla 3-1 (Continuación)

5	Factor de reducción por agua en las discontinuidades	Jw	Presión del agua (Kg/cm ²)	
A	Excavación seca o poca infiltración (<5 lt/min)	1,0	1,0	
B	Infiltración o presión medianas con lavado ocasional de los rellenos	0,7	1.0- 2.5	
C	Gran infiltración o presión alta en roca competente con juntas sin relleno	0,5	2.5- 10.0	1 Los factores C a F son estimaciones aproximadas. Aumenta Jw si se instalan medidores de drenaje
D	Gran infiltración o presión alta, lavado importante de los rellenos	0,33		
E	Infiltración o presión excepcionalmente alta con las voladuras, disminuyendo con el tiempo	0.2 -0.1	10,0	2 Los problemas especiales causados por la presencia de hielo no se toman en consideración
F	Infiltración o presión excepcionalmente alta en todo momento	0.1 -0.05	10,0	
6	Factor de reducción de esfuerzos	SRF		
	<i>a) Zonas de debilidad que intersecan la excavación y que pueden ser la causa de que el macizo se desestabilice cuando se construye el túnel</i>			
	Múltiples zonas de debilidad que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada, roca circundante muy suelta (cualquier profundidad)		10,0	1 Redúzcanse éstos valores SRF de 25-50% si las zonas de cizalladura solo influyen pero no cruzan la excavación
A	Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación < 50 m)		5,0	
B	Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación > 50 m)		2,5	2 Para una condición inicial de esfuerzos anisotrópicos muy fuerte medida en campo cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, redúzcase σ_c a $0.8\sigma_c$ y σ_t a $0.8\sigma_t$. Cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, redúzcase σ_c a $0.6\sigma_c$ y σ_t a $0.6\sigma_t$, donde σ_c = fza compresiva no confinada y σ_t = fza de tensión (carga puntual) y σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor
C	Múltiples zonas de corte en roca competente (sin arcilla), roca circundante suelta (cualquier profundidad)		7,5	
D	Zonas de corte aisladas en roca competente (sin arcilla), (profundidad de excavación < 50 m)		5,0	
E	Zonas de corte aisladas en roca competente (sin arcilla), (profundidad de excavación > 50 m)		2,5	
F	Juntas muy abiertas, fisuración intensa (cualquier profundidad)		5,0	
G	<i>b) Roca competente, problemas de esfuerzos</i>	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	SRF
H	Bajos esfuerzos cerca de la superficie	> 200	>13	2,50
J	Esfuerzo mediano	200- 100	13- 0.6	1,00
	Altos esfuerzos, estructura muy cerrada (generalmente favorable para la estabilidad; puede ser desfavorable para la estabilidad de tablas)	10- 5	0.66- 0.33	0.5- 2
K	Desprendimiento moderado de la roca (roca masiva)	5-2.5	0.33- 0.16	5-10
L	Desprendimiento intenso de la roca (roca masiva)	< 2.5	< 0.16	10-20
M	<i>c) Roca compresiva, flujo plástico de roca</i>	SRF		
N	Presiones compresivas moderadas	5-10		
O	Presiones compresivas altas	10-20		
	<i>d) Roca expansiva, acción química expansiva dependiendo de la presencia de agua</i>	SRF		
P	Presiones expansivas moderadas	5-10		
R	Presiones expansivas altas	10-20		
				3 Hay pocos casos reportados donde la profundidad bajo al superficie sea menor que la luz y techo mínimo requerido. Se sugiere que el SRF sea aumentado de 2.5 a 5 para éstos casos (ver H)

3.3 USO DE LAS CLASIFICACIONES DE MACIZOS PARA HACER EL ESTIMATIVO DEL GSI

En la búsqueda de una solución al problema de estimar la resistencia al corte de una masa rocosa y proveer una base para el diseño de obras en roca, Hoek et al (1980 y 1982) implementaron lo que fue un intento de vincular las constantes m y s de su criterio, a medidas u observaciones realizadas en el campo. Haciendo el reconocimiento de que las características de la roca que controlan su resistencia y comportamiento a la deformación son similares a las características que han sido adoptadas desde el año 1973 y consignadas en Bieniawski (1989) y por Barton et al (1974) en sus clasificaciones de calidad de masas rocosas, Hoek y Brown propusieron que las mencionadas clasificaciones pudieran ser utilizadas para estimar las constantes de los materiales rocosos m y s .

Las clasificaciones de Bieniawski propuestas desde el año 1973 y por Barton desde el año 1974, fueron desarrolladas para el estimativo del soporte en túneles. Estas clasificaciones fueron adoptadas por Hoek y Brown (1980), para la obtención de los parámetros m y s , valores que fueron propuestos en el año 1980.

Sin embargo, se puede presentar un problema potencial con el uso de los sistemas de clasificación como base para hallar los parámetros de resistencia de una masa rocosa.

Si se considera un túnel en una masa rocosa altamente fracturada sujeta a un campo de esfuerzos, tal que la falla puede ocurrir en la roca que rodea al túnel y se usa el valor del Índice de Calidad en Túneles (Q) propuesto por Barton et al (1974) en el estimado del soporte requerido para el mismo, el campo de esfuerzos es tenido en cuenta por medio del parámetro SRF, el cual puede tener una influencia significativa sobre el nivel de soporte recomendado para el valor de Q estimado. Ahora, si se examina una alternativa de aproximación al diseño por medio de la implementación de un análisis de esfuerzos, para el cual se emplea el criterio de falla de Hoek-Brown con base en el Índice de Calidad en Túneles (Q) y se examinan las extensiones de plastificaciones y las extensiones de los esfuerzos alrededor del túnel, se tiene que para la obtención de los parámetros m y s se empleó el parámetro SRF que evalúa los esfuerzos en la clasificación, es claro que la influencia de los esfuerzos sobre el túnel se toma en cuenta dos veces en el proceso de análisis.

Una consideración similar aplica con el parámetro que evalúa las condiciones de agua J_w de acuerdo con Barton et al (1974), se tiene que en igual forma en

el proceso de diseño relacionado en el anterior párrafo, las condiciones de agua se están tomando en cuenta dos veces en el proceso de análisis.

De acuerdo con lo anteriormente expresado y para eliminar las redundancias en los procesos de diseño ingenieril, se propuso el GSI (Geological Strength Index), de acuerdo con Hoek et al (1995), para lo que se tienen varios procedimientos, los cuales se explican a continuación.

3.3.1 A partir de la clasificación RMR de Bieniawski 1976

Bieniawski ha hecho varios cambios a las escalas de puntaje utilizadas en su clasificación. Estos cambios se han efectuado en los años 1973, 1974, 1976, 1979 y 1989 según de expuesto en Hoek et al (1995).

Para hacer el estimado del GSI, se recomienda utilizar la tabla presentada a continuación bajo la suposición de una condición seca, para lo cual se asigna un puntaje de 10 al valor que evalúa la acción del agua. Además, se debe asumir una muy favorable orientación de las estructuras geológicas, por lo cual el ajuste por orientación de discontinuidades es nulo. La suma de los valores de los puntajes configura el Valor del RMR₇₆, el cual puede ser usado para estimar el GSI, tal como se expresa a continuación.

$$GSI = RMR_{76} \quad (RMR_{76} > 18) \quad (3.2)$$

Tabla 3-2 Sistema de clasificación RMR año 1976 (tomado de Hoek et al 1995)

PARAMETROS			RANGOS DE VALORES						
1	Resistencia del material rocoso intacto	Carga Puntual	> 8 Mpa	4-8 Mpa	2-4 Mpa	1-2 Mpa	Para este rango se prefiere la prueba de compresión uniaxial		
		Indice de Resistencia							
		Compresión uniaxial	>200 Mpa	100-200 Mpa	50-100 Mpa	25-50 Mpa	10-25 Mpa	3-10 Mpa	1-3 Mpa
		Calificación.	15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
		Calificación.	20	17	13	8	3		
3	Espaciamiento de discontinuidades		> 3m	1- 3 m	0.3-1 mm	50-300mm	< 50mm		
		Calificación.	30	25	20	10	5		
4	Condición de discontinuidades		Superficies muy rugosas No continuas Sin separación y paredes inalteradas de roca	Superficies ligeramente rugosas. Separación < 1mm. Paredes ligeramente alteradas.	Superficies ligeramente rugosas. Separación < 1mm. Paredes altamente alteradas.	Superficies de espejos de falla o Relleno < 5mm de espesor o separación de 1-5 mm continuas.	Relleno blando > 5mm de espesor o una separación continua > 5mm.		
		Calificación.	25	20	12	6	0		

Para $RMR_{76} < 18$, la clasificación de Bieniawski del año 1976, no puede ser utilizada en el estimado del GSI, por lo cual se debe utilizar el valor de Q' o valor modificado de Q de acuerdo con Barton et al 1974, expuesto en el numeral 3.3.3.

3.3.2 A partir de la clasificación RMR de Bieniawski 1989

Para el cálculo del GSI, se puede utilizar la clasificación propuesta por Bieniawski en el año 1989, en forma similar a la descrita para la clasificación del año 1976. En este caso, se debe usar un valor de 15 al valor que evalúa la acción del agua y el ajuste por la orientación de juntas o diaclasas, es nuevamente nulo. Se hace notar que el mínimo valor que puede ser aplicado para estimar el GSI es 23 y que en general, se obtienen mayores calificaciones que con la clasificación del año 1976. El puntaje final, se denomina RMR_{89} , el cual puede ser empleado en el estimado del GSI, como se muestra a continuación.

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad (RMR_{89} > 23) \quad (3.3)$$

Tabla 3-3 Sistema de clasificación RMR año 1989 (tomado de Hoek et al 1995)

PARAMETROS		RANGOS DE VALORES							
1	Resistencia del material rocoso intacto	Carga Puntual	> 10 Mpa	4-10 Mpa	2-4 Mpa	1-2 Mpa	Para este rango se prefiere la prueba de compresión uniaxial		
		Índice de Resistencia							
		Compresión uniaxial	>250 Mpa	100-250 Mpa	50-100 Mpa	25-50 Mpa	5-25 Mpa	1-5 Mpa	< 1Mpa
		Calificación.	15	12	7	4	2		
2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
		Calificación.	20	17	13	8	3		
3	Espaciamiento de discontinuidades		> 2m	0.6- 2 m	200-600mm	60-200mm	< 60mm		
		Calificación.	20	15	10	8	5		
4	Condición de discontinuidades		Superficies muy rugosas No continuas Sin separación y paredes inalteradas de roca	Superficies ligeramente rugosas. Separación < 1mm. Paredes ligeramente alteradas.	Superficies ligeramente rugosas. Separación < 1mm. Paredes altamente alteradas.	Superficies de espejos de falla o Relleno < 5mm de espesor o separación de 1-5 mm continuas.	Relleno blando > 5mm de espesor o una separación continua > 5mm.		
		Calificación.	30	25	20	10	0		

Para $RMR_{89} < 23$, la clasificación de Bieniawski del año 1989, no puede ser utilizada en el estimado del GSI, por lo cual se debe utilizar el valor de Q' o valor modificado de Q de acuerdo con Barton et al 1974, expuesto en el numeral 3.3.3.

3.3.3 A partir de la clasificación modificada de Barton et al 1974 o Q´

En el empleo de esta clasificación para el cálculo del GSI, se deben usar los parámetros RQD, Jn, Jr y Ja, exactamente como se han definido en Barton et al 1974 y mostrado en el numeral 3.2 del presente trabajo. Para los parámetros Jw y SRF, se debe usar un valor de 1, lo cual es equivalente a un macizo rocoso en condiciones secas, sujeto a unas condiciones medias de esfuerzo. Evidentemente, en los análisis de esfuerzos que se implementen se deben emplear las condiciones de agua y tener en cuenta las condiciones de esfuerzos al ser utilizado el criterio de falla de Hoek-Brown.

En consecuencia al hacer las sustituciones en la ecuación original para el estimado de Q, se tiene la ecuación modificada con la que se obtiene el valor de Q´, el cual tiene la expresión mostrada a continuación.

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \quad (3.4)$$

Este valor de Q´ puede ser usado para estimar el valor de GSI con la siguiente relación.

$$GSI = 9 \ln Q' + 44 \quad (3.5)$$

Se hace notar que el mínimo valor de Q´ es 0.0208 el cual da un GSI de aproximadamente 9, que correspondería a zonas de cizalladura con rellenos arcillosos.

3.4 ENVOLVENTE DE RESISTENCIA PICO, PARA MACIZO ROCOSO A PARTIR DEL GSI

Con el conocimiento del valor del ángulo de fricción básica (ϕ_u), del valor de la compresión inconfiada (σ_c) y el valor de GSI, se puede obtener la envolvente de resistencia pico en términos de σ_1 y σ_3 , con el hallazgo de las constantes m_b , s y a del criterio de falla de Hoek y Brown (1988) así como del criterio modificado expuesto por Hoek et al (1992). La ecuación tiene la forma siguiente:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (3.6)$$

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

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

$$a = 0.65 - \frac{GSI}{200}$$

Donde

m_b es el valor de la constante m para la masa rocosa

s y a son constantes que dependen de las características de la masa rocosa

σ_c es el valor de la compresión inconfiada para la roca intacta

σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales efectivos mayor y menor

GSI es el Geological Strength Index, derivado de la clasificación Geomecánica de Bieniawski de acuerdo con Hoek, Kaiser y Bawden (1995).

Con la ejecución de algunas las transformaciones, se puede hallar la envolvente de falla en términos de criterio de Mohr-Coulomb. Para lo cual , se tienen las siguientes relaciones:

$$\sigma = \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{d\sigma_1/d\sigma_3 + 1} \quad (3.7)$$

$$\tau = (\sigma_n - \sigma_3) \left(\frac{d\sigma_1}{d\sigma_3} \right)^{0.5} \quad (3.8)$$

$$\frac{d\sigma_1}{d\sigma_3} = 1 + am_b^a \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^{a-1} \quad (3.9)$$

3.5 RUGOSIDAD EN JUNTAS

Si se hace la suposición de una superficie rugosa con asperezas que hacen un ángulo i con el plano medio y si se denomina ϕ_u el ángulo de fricción de una junta suave, el ángulo de fricción en ésta es $\phi_u + i$ cuando es referido a la dirección con la orientación media del plano. La precisión y utilidad de este concepto fue demostrada por Patton (1966). Todo esto corresponde con

esfuerzos normales pequeños, para los cuales el movimiento sucede por encima de los dientes o asperezas y el fenómeno para este rango de esfuerzos pequeños se clasifica como de dilatación.

Si el esfuerzo normal es relativamente grande, se induce el corte a través de cada uno de los dientes, en vez del movimiento ser ocasionado por encima de ellos. Los esfuerzos movilizados por el fenómeno de corte a través de los dientes, generan un intercepto en el eje de las ordenadas de esfuerzo cortante S_j y un nuevo ángulo de fricción ϕ_r relacionado con el deslizamiento sobre superficies cortadas a través de la roca intacta o del macizo que rodea la estructura el cual es aproximado al ángulo de fricción residual para especímenes de roca intacta, asociado con presiones grandes. En consecuencia, para esfuerzos normales grandes dado que el corte se presenta a través de los dientes o asperezas, el fenómeno se clasifica como de corte.

De acuerdo con lo expresado en los dos párrafos anteriores y con la Figura 3-2, se puede ver que hay una presión para la cual sucede la transición del comportamiento de dilatación hacia el comportamiento de corte. Lo expresado en la Figura 3-2 configura una ley bilineal, expuesta en Patton (1966).

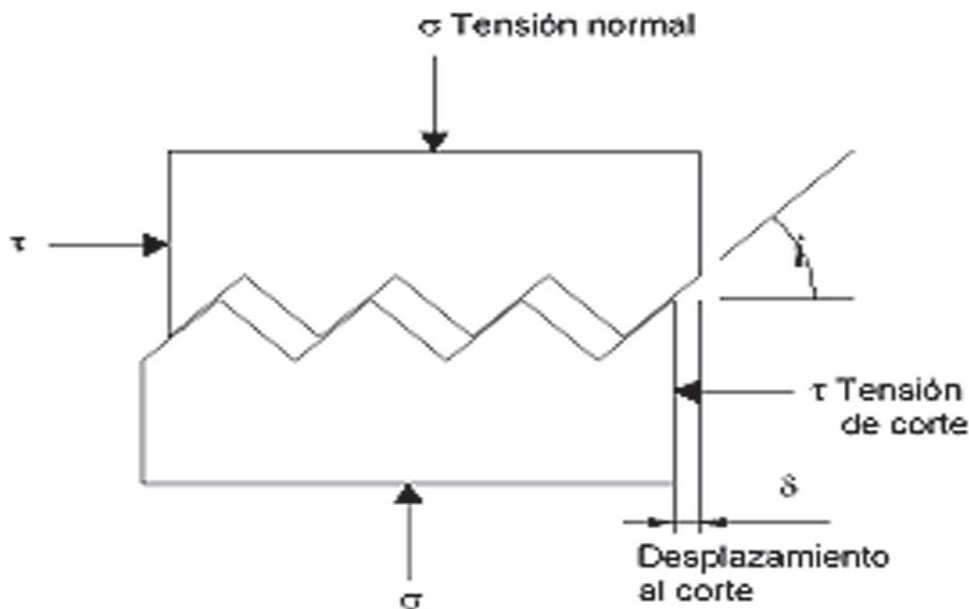


Figura 3-1 Principios de la ley de Patton (1966) para resistencia en juntas

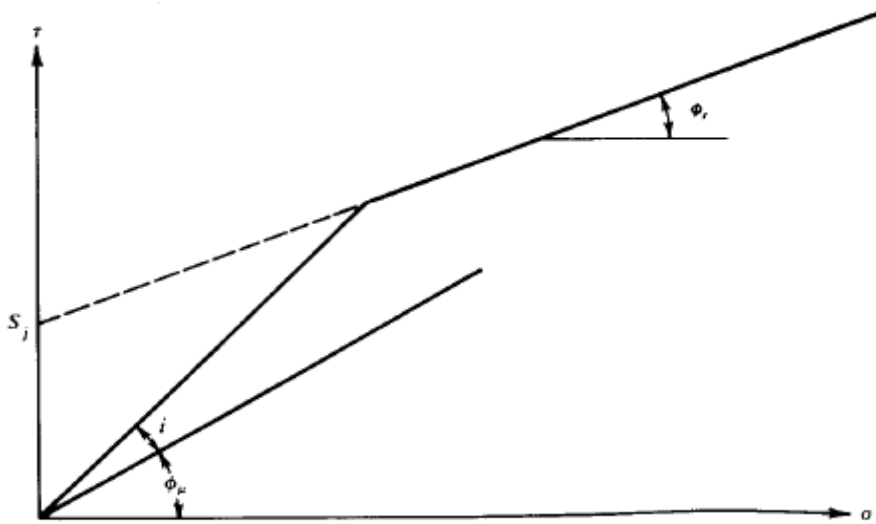


Figura 3-2 Criterio bilineal, Patton (1966)

Lo mostrado en las figuras anteriores, se puede expresar de la siguiente manera.

$$\begin{aligned} \tau &= \sigma \tan(\varphi_u + i) && \text{para esfuerzos normales } (\sigma) \text{ pequeños, fenómeno} \\ &&& \text{de dilatación} \\ \tau &= S_j + \sigma \tan \varphi_r && \text{para esfuerzos normales } (\sigma) \text{ grandes, fenómeno de} \\ &&& \text{corte} \end{aligned}$$

Para la mayoría de los propósitos es suficiente reemplazar φ_r en la segunda ecuación por φ_u , dada la similitud entre ambos valores. Estudios actuales muestran una transición de la pendiente inicial $\varphi_u + i$ (comportamiento de dilatación), a la final φ_r (comportamiento de corte). Las teorías sobre esta transición son expuestas por Ladanyi y Archambault (1969) (la empleada en el presente trabajo), y Barton (1973) y fueron revisadas por Goodman (1989).

3.6 INTER-RELACIÓN ENTRE DESPLAZAMIENTOS Y RESISTENCIAS

Cuando un bloque que contiene una discontinuidad se somete a esfuerzo cortante paralelo a la misma, puede estar sujeto a ambos desplazamientos de cortante (Δu) y normal (Δv) o de dilatación. Si se imprime un esfuerzo de compresión normal a la junta, se tenderá a disminuir el espaciamiento o abertura. Por el contrario, si la discontinuidad se somete a un esfuerzo de

tracción, el bloque eventualmente se separará en dos, al perderse el contacto entre paredes de la junta.

Todos estos fenómenos se expresan en conjunto en la Figura 3-3 y en la Figura 3-4. En la Figura 3-4a se muestra la curva de compresión de la junta, la cual presenta una relación no lineal y se convierte en asintótica al máximo estrechamiento (V_{me}) relativo al espesor inicial o abertura de la junta.

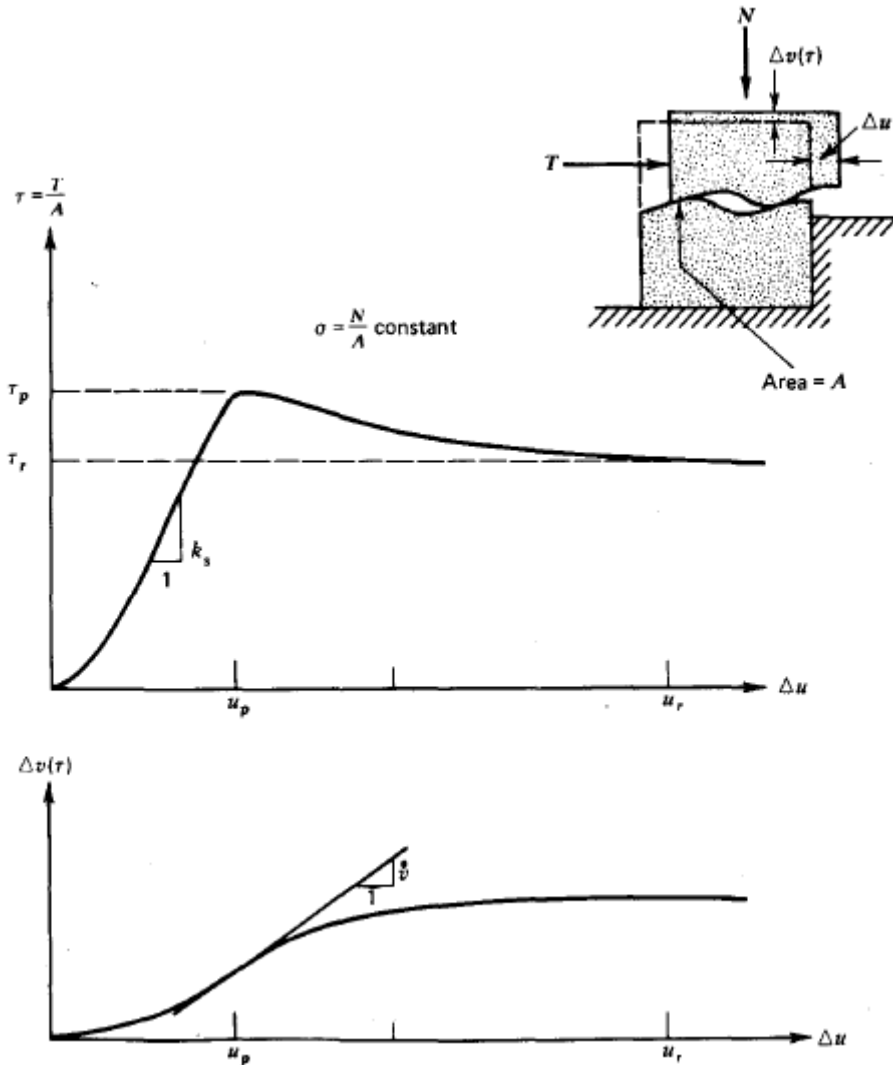


Figura 3-3 Desplazamientos cortante y normal

Si se tiene un bloque de roca con una discontinuidad estructural, el cual ha sido sometido a un esfuerzo de cortante sin presión normal, la dilatación podría

ocurrir como se muestra en Figura 3-4b, mientras que el esfuerzo cortante nunca estará por encima de cero, debido a que no hay resistencia friccional, como se muestra en la Figura 3-4c. Si la muestra es comprimida inicialmente a un valor A, B, C, ó D, el proceso de dilatación y esfuerzo cortante contra desplazamiento, se explican por las familias de curvas en la Figura 3-4b y Figura 3.4c. Cuando la presión normal aumenta, la dilatación se ve reducida en forma gradual a causa de que las asperezas se ven dañadas durante el corte. En todas las curvas de dilatación y cortante se asume que el esfuerzo normal se mantuvo constante a través del proceso de corte.

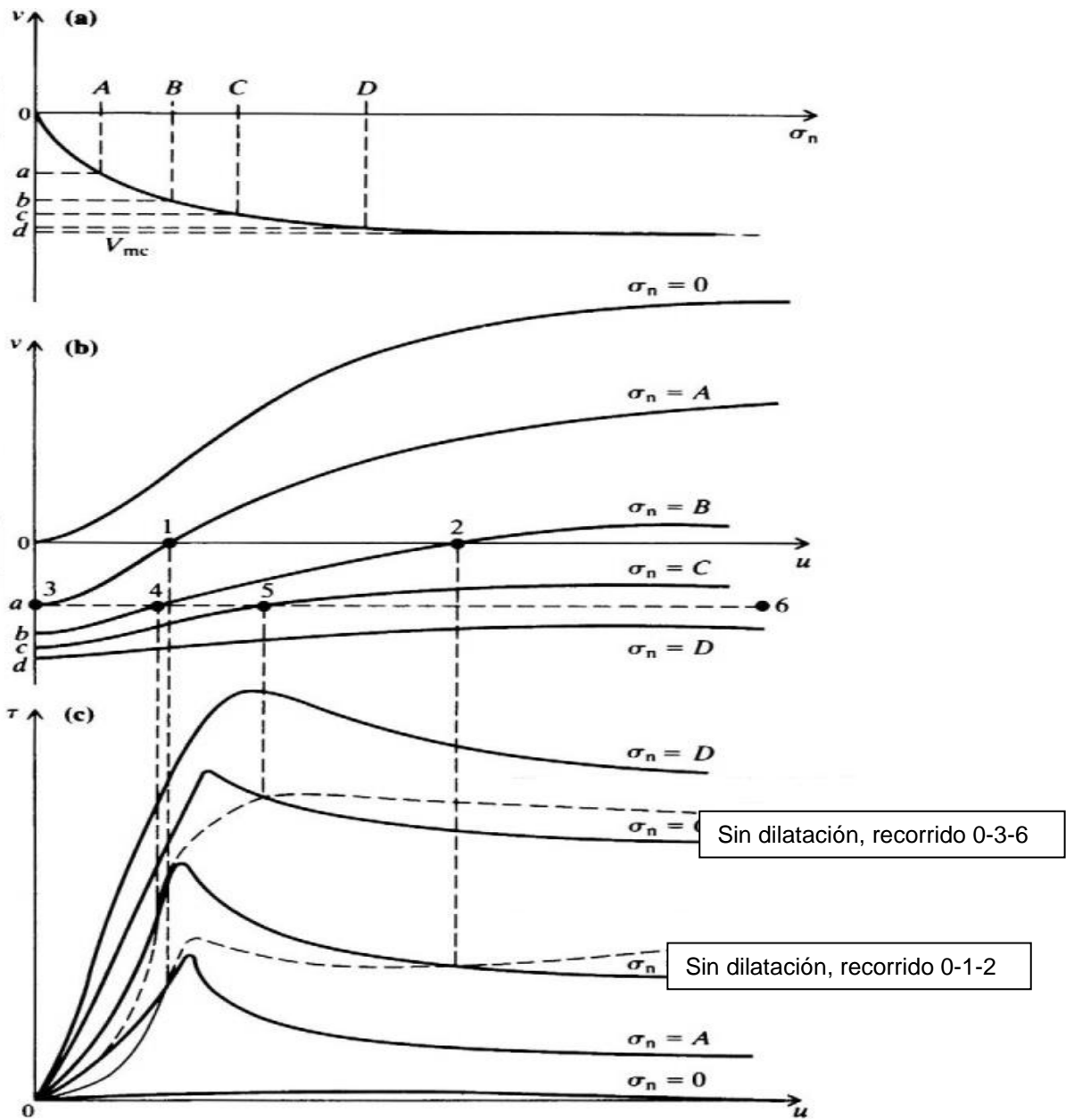


Figura 3-4 Inter-relación entre la deformación normal, deformación cortante y dilatación

Ahora si el bloque que contiene la discontinuidad es sometido inicialmente a un esfuerzo normal (σ_n) nulo y no se permite la dilatación durante el proceso de corte tal como se muestra en la Figura 3-5b, se tiene lo siguiente: con el tiempo se alcanza un desplazamiento de corte correspondiente al punto 1, como se muestra en la Figura 3-4b y se alcanza un esfuerzo normal $\sigma_n=A$ y un esfuerzo

de corte $\tau=f(\sigma_n=A)$. En la medida que el desplazamiento de corte incrementa, los esfuerzos de corte incrementan como lo muestra la línea discontinua identificada con el recorrido 0-1-2, mostrada en la Figura 3-4c.

Si se analiza el caso del bloque sometido a un esfuerzo normal $\sigma_n=A$ inicial y si no se permite la dilatación a nivel de la discontinuidad contenida en el mismo como se muestra en la Figura 3-5b, con el tiempo, si se observa la Figura 3-4c, se alcanza un desplazamiento al corte coincidente con el punto 4 y posteriormente se alcanza el punto 5. Los puntos señalados coinciden con los esfuerzos normales $\sigma_n=B$ y $\sigma_n=C$ y esfuerzos de corte $\tau=f(\sigma_n=B)$ y $\tau=f(\sigma_n=C)$. Se observa que los esfuerzos de corte incrementan como lo muestra la línea discontinua identificada con el recorrido 3-4-5-6, mostrada en la Figura 3-4c.

Se anota que en ambos casos existe un considerable incremento en el esfuerzo de corte en la medida que el desplazamiento de corte sin permitir la dilatación ocurre.

En ambos casos con los recorridos 0-1-2 y 3-4-5-6, nótese que se obtuvo esfuerzo adicional considerable con la restricción del desplazamiento normal y el comportamiento se convierte en dúctil más que en frágil. Esto ayuda a explicar por qué los pernos tienen tanto éxito en la estabilización de taludes en roca y excavaciones subterráneas. En la Figura 3-5, se esquematiza el mecanismo de deslizamiento en el cual no se permite la dilatación.

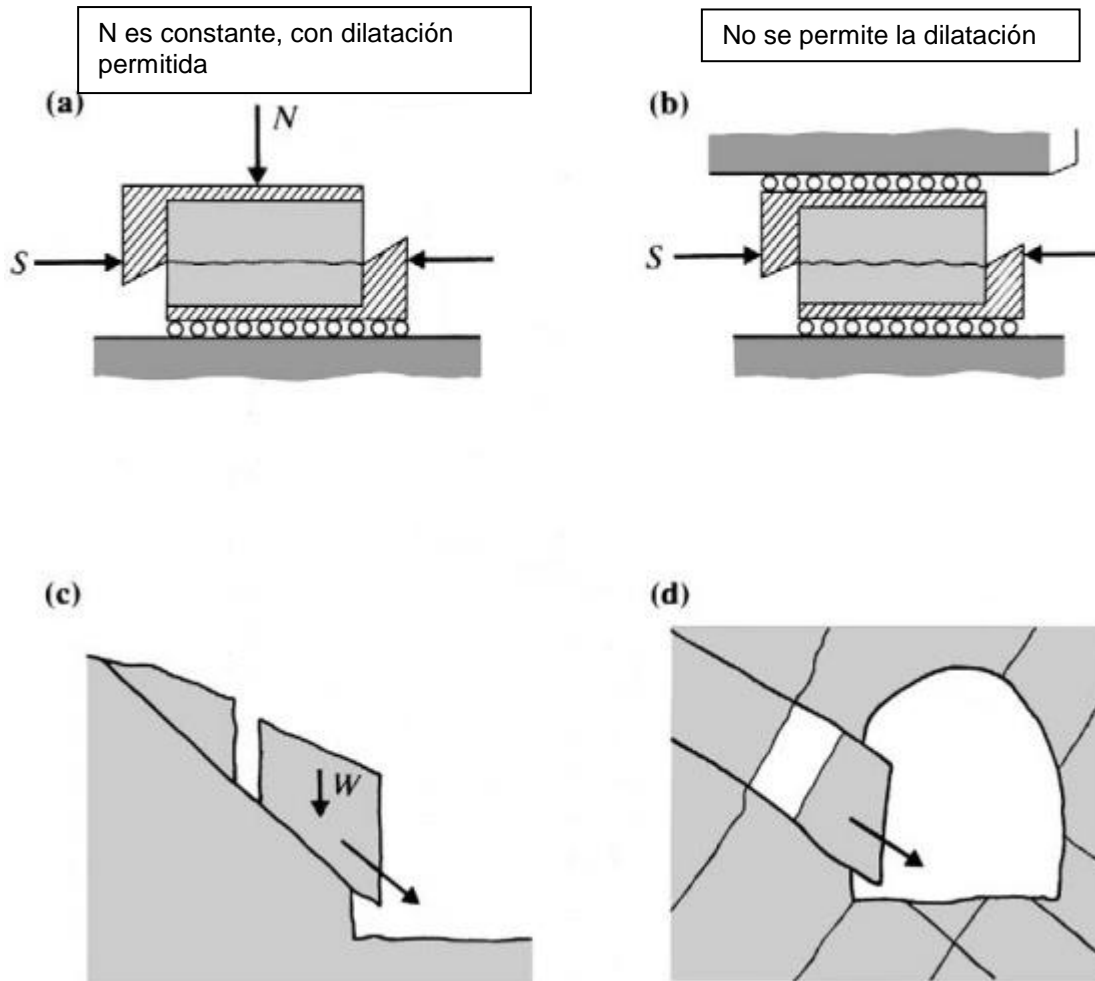


Figura 3-5 En a y c se ilustra el caso de fuerza controlada y en b y d, se ilustra el caso de desplazamiento controlado

3.7 TEORÍA DE LADANYI Y ARCHAMBAULT PARA LA DESCRIPCIÓN DE LA RESISTENCIA EN LAS DISCONTINUIDADES

La transición desde el fenómeno de dilatación hacia el fenómeno de corte, se estudió teórica y experimentalmente por Ladanyi y Archambault (1969), quienes propusieron la siguiente expresión para las resistencias pico.

$$\tau_n = \frac{\sigma_n(1 - a_s)(v + \tan \varphi_u) + a_s \tau_r}{1 - (1 - a_s)v \tan \varphi_u} \quad (3.10)$$

donde:

$$a_s = 1 - \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_c}\right)^{1.5}$$

$$v = \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_c}\right)^4 \text{Tan } i$$

$\tan \varphi_u$ = resistencia a la fricción básica

τ_r = resistencia al corte del macizo rocoso

σ_n = esfuerzo normal aplicado

A esfuerzos normales bajos, cuando es incipiente o quizás inexistente el corte a través de las asperezas, el parámetro a_s tiende a ser nulo y el parámetro v tiende al valor de $\text{Tan } i$. Lo anterior, reduce la formulación propuesta por Ladanyi y Archambault, a la siguiente expresión.

$$\tau_n = \sigma_n \tan(\varphi_u + i) \quad (3.11)$$

A esfuerzos normales altos, cuando sucede el corte a través de las asperezas, el parámetro a_s tiende a ser la unidad y el parámetro v tiende a ser nulo. Lo anterior, reduce la formulación de Ladanyi y Archambault a una expresión de la siguiente forma.

$$\tau_n = \tau_r \quad (3.12)$$

Ladanyi y Archambault, sugieren que τ_r , la resistencia al corte del material adyacente a las paredes de la discontinuidad, se puede representar por la ecuación de una parábola de acuerdo con lo propuesto por Fairhurst en Ladanyi y Archambault (1969).

$$\tau_r = \frac{(1+n)^{0.5}-1}{n} (1 + n \sigma_n)^{0.5} \quad (3.13)$$

En la anterior ecuación n es la relación entre la resistencia a la compresión inconfiada y la resistencia a la tracción del material. De acuerdo con Hoek (1968), el valor de n es aproximadamente 10.

Es de hacer notar que el valor de τ_r , se puede sustituir por otro tipo de expresiones, tal como la empleada en el presente trabajo y deducida en el numeral 4.3.2, la cual tiene la forma presentada a continuación.

$$\tau_r = A_n (\sigma_n + C_n)^{B_n} \quad (3.14)$$

En la Figura 3-6, se pueden observar las graficaciones para la curva de resistencia al corte de macizo (τ_r) de acuerdo con Fairhurst, para la curva de resistencia al corte de la discontinuidad (τ_n) de acuerdo con Ladanyi y Archambault y para la resistencia residual.

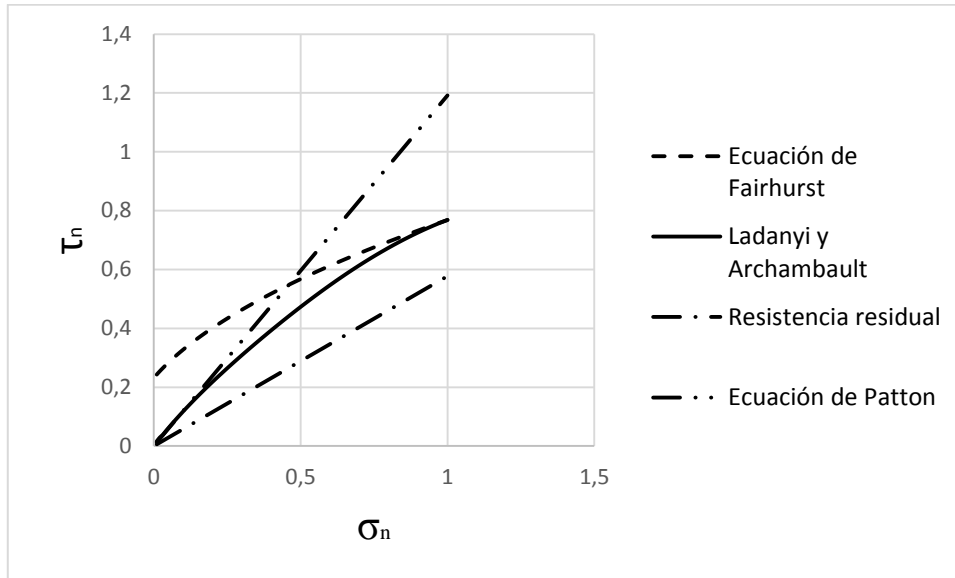


Figura 3-6 Envolvente según Ladanyi y Archambault (1969)

3.8 TEORÍA DE BARTON PARA LA DESCRIPCIÓN DE LA RESISTENCIA EN LAS DISCONTINUIDADES

Una metodología para la predicción de la resistencia al corte fue expuesta por Barton (1973). Con base en ensayos y cuidadosas observaciones sobre juntas o discontinuidades artificiales en modelos físicos usados para el estudio de comportamiento de taludes, Barton derivó la siguiente ecuación de tipo empírico.

$$\tau_n = \sigma_n \tan \left[\varphi_u + JRC \log \left(\frac{1}{\sigma_n} \right) \right] \quad (3.15)$$

Donde JRC es un coeficiente de rugosidad de la discontinuidad estructural. El ángulo de rugosidad i es reemplazado por el término dependiente del esfuerzo normal, que contiene el parámetro JRC en la ecuación anterior.

Los valores de JRC, se presentan en la Figura 3-7, en la cual se pueden observar los diez perfiles propuestos en Barton et al (1978). En la figura 3-8, se pueden observar las curvas envolvente de resistencia pico para varios valores

de JRC. En la citada figura 3-8, se puede observar que para valores muy bajos de confinamiento en la curva con $JRC=20$, hay una buena coincidencia con la curva propuesta por Ladanyi y Archambault para $i=20$ y hay divergencia en la medida en que el esfuerzo normal incrementa. Esto debido a que cuando el esfuerzo normal aumenta, la formulación propuesta por Barton tiende hacia la resistencia residual, en cambio la formulación propuesta por Ladanyi y Archambault tiende hacia la resistencia del macizo circundante.

Los estudios originales de Barton fueron llevados a cabo para esfuerzos normales muy bajos, lo cual sugiere que esta ecuación sea probablemente más aplicable en un rango de σ_n inferior a 0.3. Es claro que los esfuerzos normales presentes en la mayoría de los taludes en roca son bajos y caen en el rango de esfuerzos relacionado.

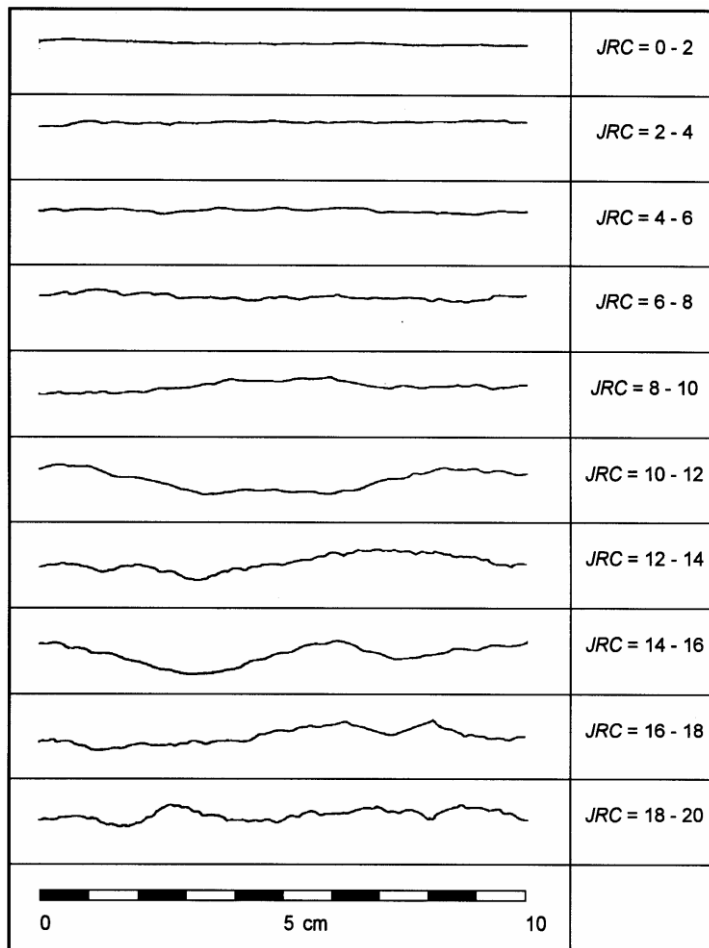


Figura 3-7 Perfiles de rugosidad y valores de JRC correspondientes (tomado de Barton et al 1978)

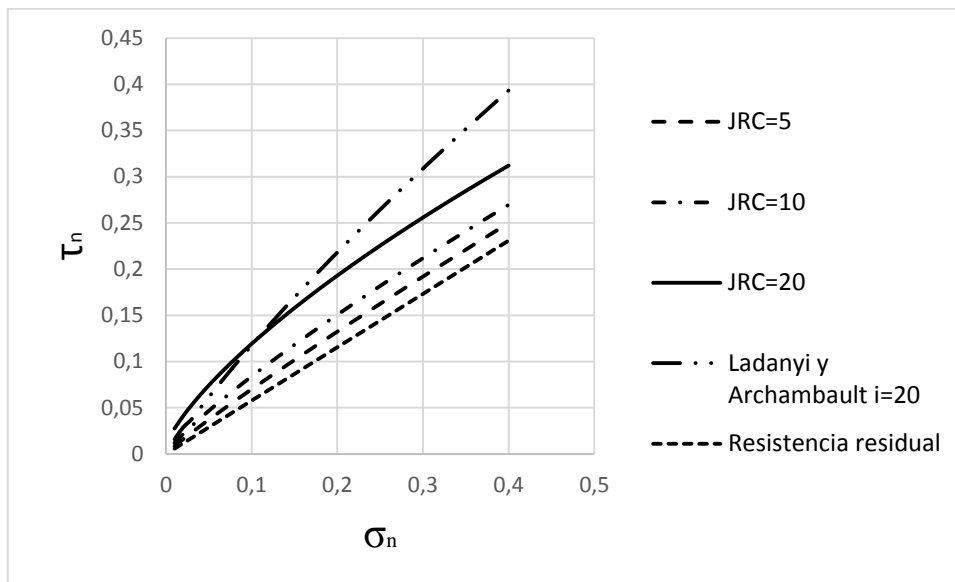


Figura 3-8 Envolventes de resistencia para varios valores de JRC

3.9 MODELOS PARA DEFORMACIONES AL CORTE

La propiedad de rigidez al cortante (K_{ss}) y los desplazamientos para el esfuerzo de corte pico, se propone su evaluación con el parámetro JRC. Para establecer el valor de las rigideces, se propuso inicialmente lo expuesto en Bandis (1993). Se resalta que la ecuación propuesta por Bandis establece un valor de deformación para el esfuerzo de corte pico (τ_p) independiente del esfuerzo normal (σ_n). Esto conlleva el que todos los esfuerzos pico estarían a la misma deformación independiente del valor del esfuerzo normal aplicado (σ_n), lo cual no es consistente con lo observado experimentalmente. En la ecuación que se presenta a continuación, está consignada la propuesta de Bandis (1993).

$$u(pico) = \frac{L}{500} \left(\frac{JRC}{L} \right)^{0.33} \quad (3.16)$$

Por lo expuesto en el párrafo anterior, se propuso el empleo de la fórmula deducida por Asadollahi et al (2010a) y Asadollahi et al (2010b), la cual fue obtenida con base en experimentación y es producto de una investigación. A continuación se presenta la fórmula mencionada, empleada en este trabajo.

$$u(pico) = 0.0077 L^{0.45} \left(\frac{\sigma}{JCS} \right)^{0.34} \cos \left(JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma} \right) \right) \quad (3.17)$$

La rigidez al cortante (K_{ss}) se puede deducir por medio de la realización del cociente.

$$K_{ss} = \frac{\tau_p}{u(\text{pico})} \quad (3.18)$$

3.10 MODELO DE BANDIS DEL AÑO 1993, PARA DEFORMACIONES NORMALES

La experimentación adelantada revela un carácter no lineal de la respuesta mecánica de las discontinuidades en roca. Los efectos de la rugosidad en la deformación de la discontinuidad y la fuerza han sido descritos por Bandis et al (1993) y Barton et al (1985).

El modelo de cierre de discontinuidad Barton-Bandis incorpora carga y descarga y cumple leyes hiperbólicas en las que el esfuerzo normal y el cierre son relacionados por la expresión empírica mostrada a continuación.

$$\sigma_n = \frac{v K_{ni}}{1 - \frac{v}{v_{mi}}} \quad (3.19)$$

La rigidez inicial (K_{ni}) cambia con el número del ciclo y es calculada mediante la siguiente ecuación.

$$K_{ni} = 0.0178 \left(\frac{JCS}{E_o} \right) + 1.748 JRC - 7.155 \quad (3.20)$$

El umbral de cierre de la discontinuidad estructural para cualquier ciclo, es dado por la siguiente relación.

$$v_{mi} = A_i + B_i JRC + C_i \left(\frac{JCS}{E_o} \right)^{D_i} \quad (3.21)$$

En las anteriores ecuaciones E_o , es la abertura de la diaclasa para una condición de esfuerzo normal (σ_n) nulo y las constantes A_i , B_i , C_i y D_i se asocian con el número de ciclo, cuyos valores se pueden ver en la tabla que se presenta a continuación.

Tabla 3-4 Constantes A, B, C y D que condicionan el umbral de cierre (tomado de Bandis 1993)

Constante	Ciclo No			
	1	2	3	4
A	-0,296	-0,1005	-0,1031	-0,1031
B	-0,0056	-0,0073	-0,0074	-0,0074
C	2,241	1,0082	1,135	1,135
D	-0,245	-0,23	-0,251	-0,251

La ecuación utilizada en el estimado de la rigidez normal (K_{nn}), se presenta a continuación.

$$K_{nn} = K_{ni} \left(1 - \frac{\sigma_n}{v_{mi} K_{ni} + \sigma_n}\right)^{-2} \quad (3.22)$$

3.11 CARACTERIZACIÓN MEDIANTE EL ENFOQUE BRINDADO POR LA TEORÍA DE FRACTALES

3.11.1 Geometría fractal

La geometría tradicional (euclídea) se encarga de las propiedades y de las mediciones de objetos tales como puntos, líneas, planos y volúmenes. A diferencia de estos objetos geométricos clásicos, que poseen propiedades de continuidad y diferenciabilidad, existen otros objetos geométricos irregulares que presentan estructura a cualquier escala y tienen un número infinito de singularidades (puntos no diferenciables). Ejemplos de estos objetos son las formas encontradas en la naturaleza, como montañas, franjas costeras, sistemas hidrográficos, nubes, hojas, árboles, vegetales, copos de nieve, y un sinnúmero de otros objetos que no son fácilmente descritos por la geometría tradicional. La geometría fractal provee una descripción matemática de estas formas irregulares que se denominan fractales. Una de las principales características de los fractales es la invarianza a los cambios de escala; es decir, un objeto fractal posee estructura a cualquier escala formada por copias de sí mismo a menor escala. La siguiente figura muestra tres objetos fractales típicos (el helecho de Barnsley en Xie (1993), el sistema de funciones iteradas Zig-Zag, y triángulo de Sierpinsky Xie (1993)). Podemos ver que, por ejemplo, el triángulo de Sierpinsky está formado por tres copias de sí mismo (a escala 0.5).



Figura 3-9 Triángulo de Sierpinsky (tomado de Xie 1993)

Los fractales fueron concebidos aproximadamente en 1890 por el francés Henri Poincaré en Xie (1993), que fue pionero en el estudio cualitativo de los fenómenos no lineales. Sus ideas fueron extendidas más tarde fundamentalmente por dos matemáticos Gastón Julia y Pierre Fatou en Xie (1993), hacia 1918. El estudio fue renovado en la década de los 70 gracias al fuerte impulso dado por el desarrollo de la computadora digital. Benoit Mandelbrot en Xie (1993), con sus experimentos de computadora, es considerado como el padre de la geometría fractal. Él acuñó la palabra fractal derivándola del adjetivo latín fractus. El correspondiente verbo latino: frangere, significa romper, crear fragmentos irregulares.

El desarrollo de la geometría fractal ha permitido obtener parámetros cuantitativos para definir el “grado de irregularidad” de un determinado objeto. Uno de los parámetros más representativos es el de dimensión fractal (D), una generalización de la dimensión euclídea para objetos autosemejantes.

3.11.2 Dimensión fractal

El concepto de dimensión euclídea asigna un número natural a los distintos objetos geométricos que pueden definirse en un espacio dado. Por ejemplo, un conjunto contable de puntos tiene dimensión cero, una curva dimensión uno, una superficie dimensión 2, etc. Este concepto de dimensión tiene diversas interpretaciones intuitivas como, por ejemplo, el número de grados de libertad que son necesarios para definir el objeto.

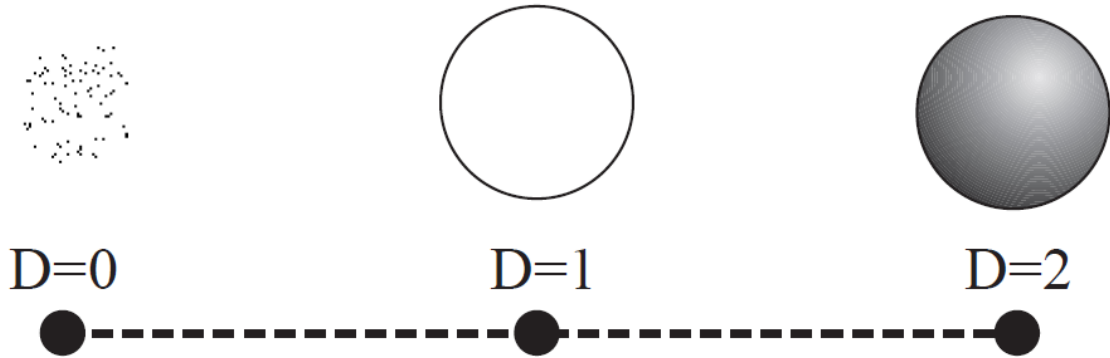


Figura 3-10 Dimensión fractal

Otra forma de entender el concepto de dimensión fractal es la siguiente. Si partimos de un segmento de longitud 1, y lo partimos en segmentos de longitud L obtendremos $N(L)$ partes, de manera que $N(L) \cdot L^1 = 1$, cualquiera que sea L .



Figura 3-11 Segmento de longitud 1

Si el objeto inicial es un cuadrado de superficie 1, y lo comparamos con unidades cuadradas, cuyo lado tenga de longitud L , el número de unidades que es necesario para recubrirlo $N(L)$, cumple $N(L) \cdot L^2 = 1$.

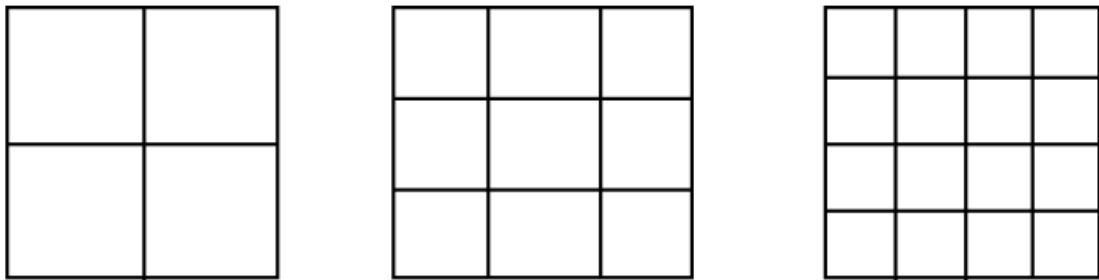


Figura 3-12 Cuadrado de superficie 1

De todo esto podemos generalizar que la dimensión de un objeto geométrico es el número D que cumple:

$$N(L) \cdot L^D = 1 \text{ de donde } D = \frac{\log(N(L))}{\log(1/L)}$$

donde $N(L)$ es el número de objetos elementales, o de unidades, de tamaño L que recubren el objeto.

Asociado al concepto de dimensión está el de Ley de Potencias. La “medida” (longitud y área en los ejemplos anteriores) de un objeto de dimensión D medido a escala $s=1/L$ se calcula como $m = sD$. Como se verá más adelante, las leyes de potencias son típicas de objetos con autosemejanza.

En el caso de fractales, que no poseen una escala característica, el concepto de longitud no está claramente definido: Cuando se quiere medir una línea fractal con una unidad determinada, siempre habrá objetos más finos que escapan a la sensibilidad de la regla o el instrumento utilizado; por tanto, a medida que aumenta la sensibilidad del instrumento aumenta la longitud de la línea.

Tomemos, por ejemplo, la curva de Koch en Xie (1993).



Figura 3-13 Curva de Koch (tomado de Xie 1993)

Cada paso en la génesis de la curva aumenta un tercio su longitud. Así, cuando medimos este objeto a escalas cada vez más finas nos vamos encontrando con:

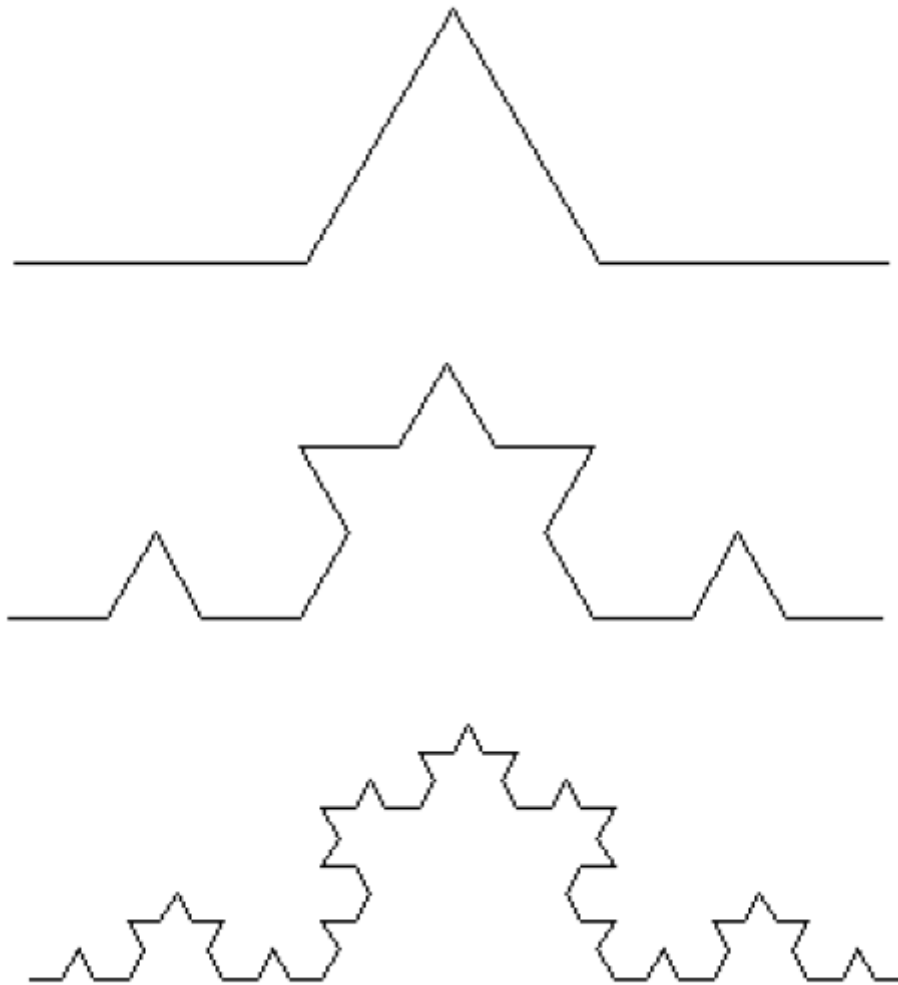


Figura 3-14 Escalas en la curva de Koch (tomado de Xie 1993)

La longitud de cada curva es $\frac{4}{3}$ la de la anterior. Es decir, la curva de Koch (construida en el límite del proceso anterior) tiene longitud infinita.

El concepto de dimensión fractal extiende la idea de dimensión euclídea dada en (1) para abarcar a este tipo de objetos. Ahora, $N(L)$ es el número de conjuntos de longitud L que hacen falta para cubrir el objeto (una definición más rigurosa de la dimensión fractal es la dimensión de Hausdorff, definida por Felix Hausdorff en 1919 en Xie (1993)). Por ejemplo, la dimensión fractal de la curva de Koch es

$$D = \log(4)/\log(3) = 1.2618\dots$$

Se suele aceptar, e incluso definir, que un objeto es fractal sólo cuando su dimensión fractal es mayor que su dimensión euclídea. A continuación se muestran algunos objetos fractales y su ubicación comparativa, en relación a sus dimensiones.

3.11.3 Relación entre el valor de JRC de Barton y la dimensión fractal D

Varios trabajos se han llevado a cabo para hacer el estimativo de la resistencia al corte de juntas de acuerdo como los de Turk y otros en Giani (1992), Carr y Warriner (1987), MacWilliams et al (1990) quienes caracterizaron las ondulaciones en perfiles de juntas en macizos rocosos, por medio de fractales.

Carr y Warriner (1987) plantearon diferentes correlaciones entre el parámetro JRC y las dimensiones fractales (D). Específicamente propusieron dos relaciones lineales determinadas sobre la base de perfiles levantados en investigaciones de campo:

$$JRC = -1022.55 + 1023.92D \quad JRC = 1000(D-1) \quad (3.23)$$

Turk et al en Giani (1992), desarrollaron un procedimiento para el estimativo del ángulo de rugosidad (i), a partir de la dimensión fractal (D). Este procedimiento se aplicó a los perfiles propuestos por Barton y Choubey (1977), los cuales se pueden observar en la Figura 3-15.

La ecuación planteada por Turk y otros tiene la siguiente expresión:

$$i = \cos(xl_d)^{1-D} \quad (3.24)$$

Donde x es una constante y l_d es la longitud directa del perfil.

Esta ecuación es fundamental en el estimado del ángulo de rugosidad (i), a partir de la dimensión fractal (D). En la Tabla 3-5 a continuación, se pueden observar los ángulos de rugosidad (i), las dimensiones fractales (D) y los rangos de JRC a partir de Barton y Choubey (1977), estimados en el trabajo de Turk et al.

En la Figura 3-15, se puede consultar la relación entre la dimensión fractal (D) y el JRC. En igual forma, en la Figura 3-16 se puede observar la relación entre el ángulo de rugosidad (i) y la dimensión fractal (D). En la Figura 3-17, se observa

la relación existente entre JRC y el ángulo de rugosidad (i). Se resalta que el valor de JRC, se emplea en obtener las deformaciones de las juntas tanto en el sentido normal a las mismas como en el sentido del corte.

Tabla 3-5 Relación JRC-dimensión Fractal (tomado de Giani 1992)

JRC ₀	JRC ₁	i (°)	D Fractal
0	2	0	1
2	4	5,84	1,0019
4	6	6,95	1,0027
6	8	9,34	1,0049
8	10	9,88	1,0054
10	12	8,95	1,0045
12	14	11,62	1,0077
14	16	11,2	1,007
16	18	13,58	1,0104
18	20	17,33	1,017

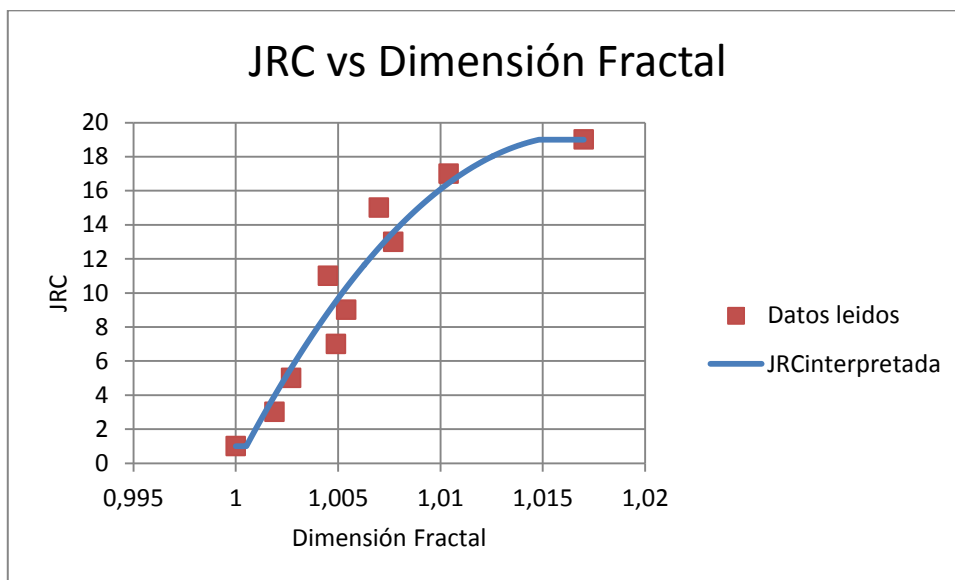


Figura 3-15 Relación JRC-Dimensión Fractal

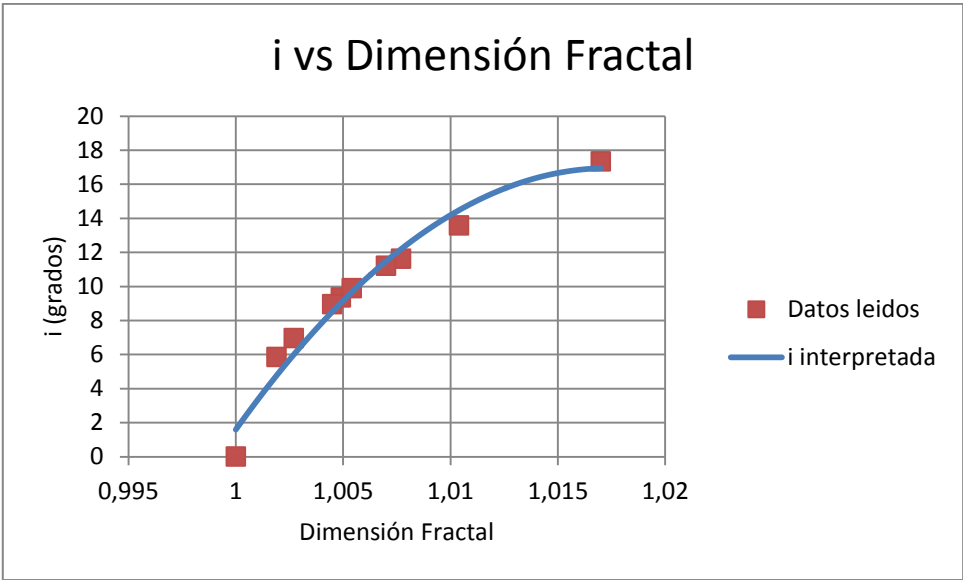


Figura 3-16 Relación i-Dimensión Fractal

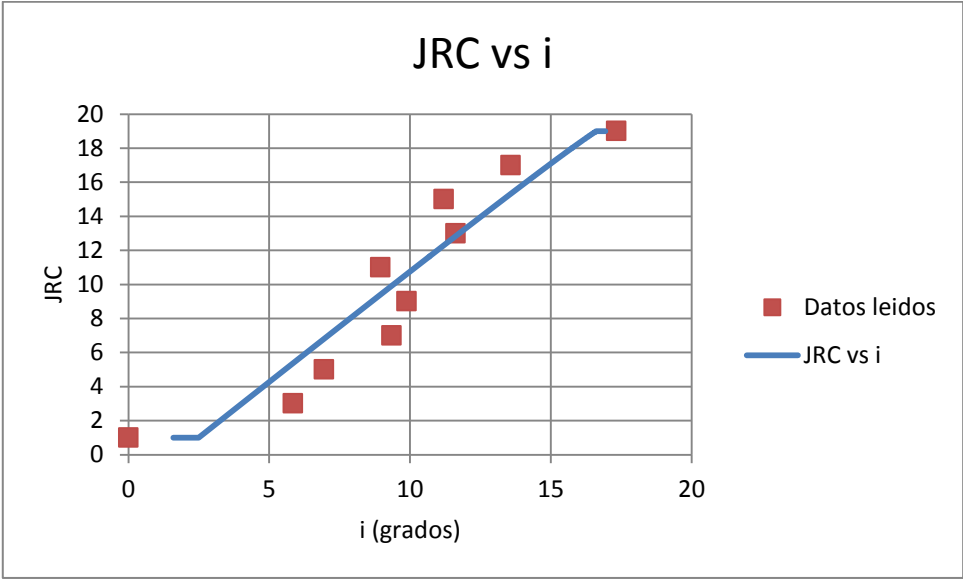


Figura 3-17 Relación i-JRC

3.12 SOBRE EL COMPORTAMIENTO FRÁGIL Y COMPORTAMIENTO DÚCTIL DE MACIZOS, EXTENDIDO A DISCONTINUIDADES

3.12.1 Comportamiento dúctil y comportamiento frágil

Las curvas envolventes de resistencia al corte para macizos rocosos, cuando se tienen datos en un amplio rango de esfuerzos de confinamiento, tienen una curvatura muy marcada hacia abajo y eventualmente alcanza a tener un comportamiento horizontal, correspondiente a altos esfuerzos de confinamiento. La anterior situación es denominada “estado crítico”, para el que se sugiere la relación $\sigma_1=3\sigma_3$ (estado crítico), como se muestra en la Figura 3-12. Singh en Barton (2013), estableció que en la mayoría de los macizos rocosos, se cumple que σ_3 (estado crítico) = σ_c , lo cual permite una descripción más precisa de las envolventes para grandes esfuerzos, e implica una tangencia entre los círculos 2 y 4 en la mencionada figura. En las mencionadas envolventes, se señalan los esfuerzos de transición entre el comportamiento frágil y el comportamiento dúctil, esfuerzos que son dependientes del valor del ángulo de fricción básica (ϕ_μ), como se trata en el numeral 13.12.2.

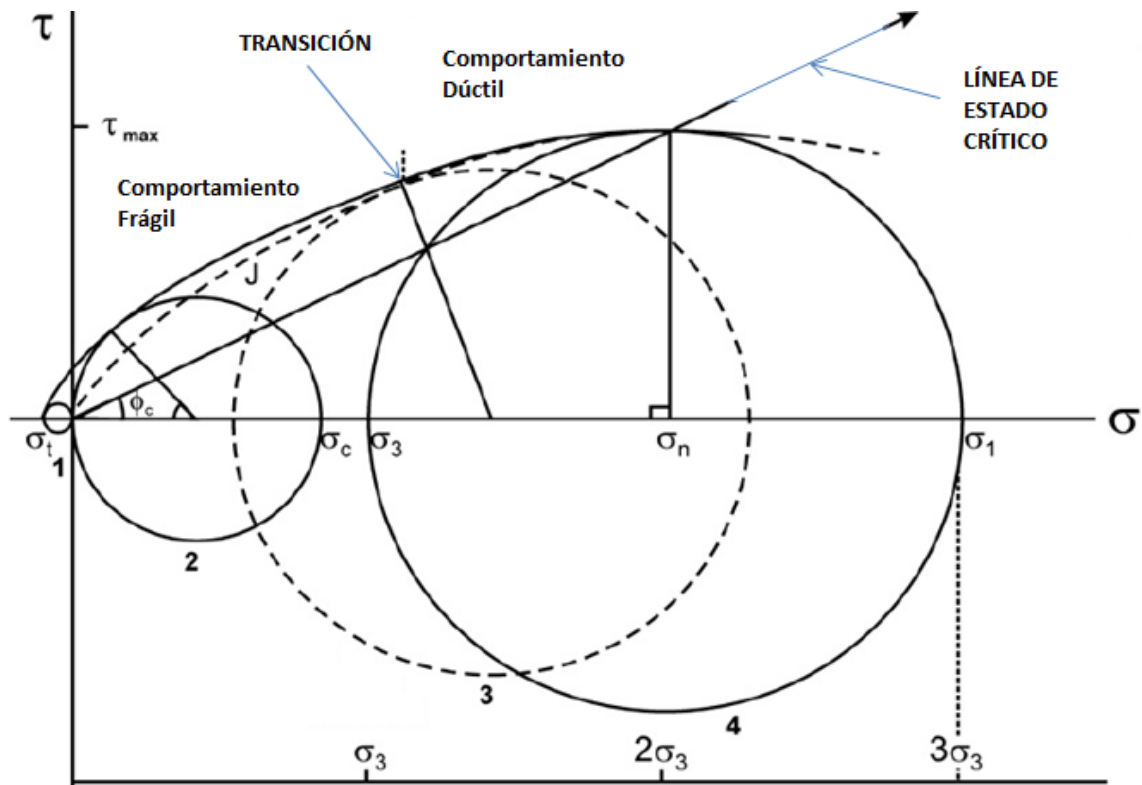


Figura 3-18 Envolventes, línea de estado crítico para altas presiones y transición (tomado de Barton 2013)

Ahora, se observa que el comportamiento de las rocas cambia de un comportamiento francamente frágil a un comportamiento dúctil con el incremento de las presiones de confinamiento. Se observa entonces que existen unas presiones de confinamiento las cuales se pueden denominar presiones de transición y que pueden ser muy altas para rocas duras. Este comportamiento se presenta en igual forma en juntas o discontinuidades estructurales. Una explicación física se expresa en Barton (1978), donde se sugiere que a una alta presión de confinamiento, la resistencia al corte de una falla podría ser tan alta que un esfuerzo de corte requerido sería tan alto como el que generó la estructura en roca intacta. Si este es el caso, no existiría caída de los esfuerzos cuando se llega al estado de falla. Esta hipótesis parece ser consistente con el cambio de la forma de las curvas esfuerzo-deformación, cuando las presiones de confinamiento se aproximan a la zona de transición y que inducen el comportamiento dúctil en los macizos rocosos.

3.12.2 Dependencia entre presiones de transición y ángulo de fricción básica (ϕ_{μ})

De acuerdo con Barton (1978), se ha encontrado una dependencia de los valores de las presiones de transición en el ángulo de fricción básica (ϕ_{μ}). Experimentalmente se estableció que para rocas blandas la presión de transición fue mucho más alta (con valores bajos de fricción básica), que para rocas duras (con ángulos de fricción básica altos). Lo observado conduce a que se puede establecer una dependencia entre el ángulo de fricción básica y las presiones de transición entre el comportamiento frágil y el comportamiento dúctil.

3.12.3 Comportamiento de las presiones de transición en discontinuidades estructurales

El concepto sobre el comportamiento de las presiones de transición es aplicable en igual forma a las discontinuidades estructurales, para las cuales se tiene un ángulo de fricción básica (ϕ_{μ}) y una resistencia de macizo para altas presiones (τ_r). En la Figura 3-13 que a continuación se presenta, se muestran las envolventes para la resistencia pico y para la resistencia residual (envolvente con ángulo ϕ_{μ} similar en valor a ϕ_r) en las discontinuidades estructurales. Se puede observar en la mencionada figura, que hay una presión normal, por encima de la cual la envolvente de la resistencia residual está por encima de la envolvente de resistencia pico, la cual es la presión de transición. También en las curvas esfuerzo-deformación se evidencia que existe una presión (presión de transición) por encima de la cual, el comportamiento se convierte de frágil a dúctil, como se puede ver en la figura 3-14.

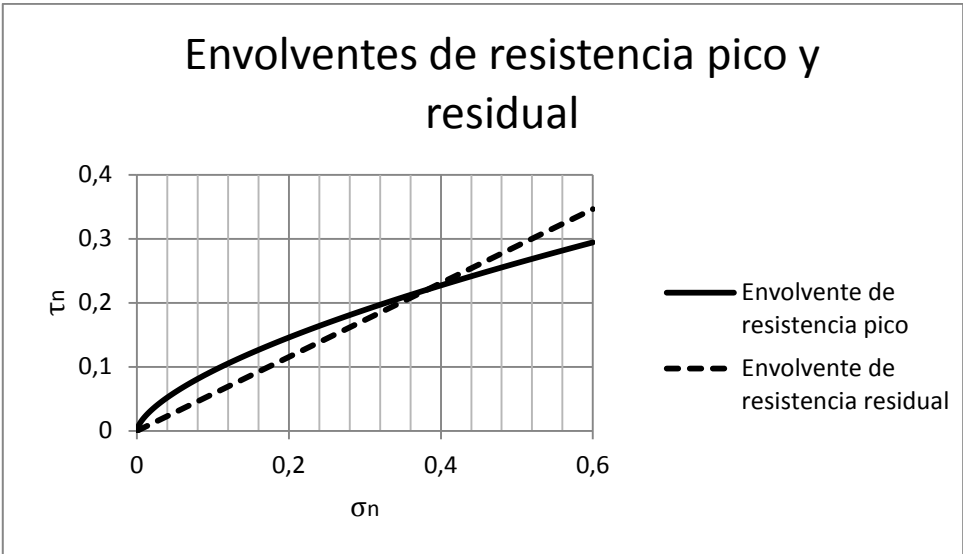


Figura 3-19 Envolventes de resistencia pico y de resistencia residual

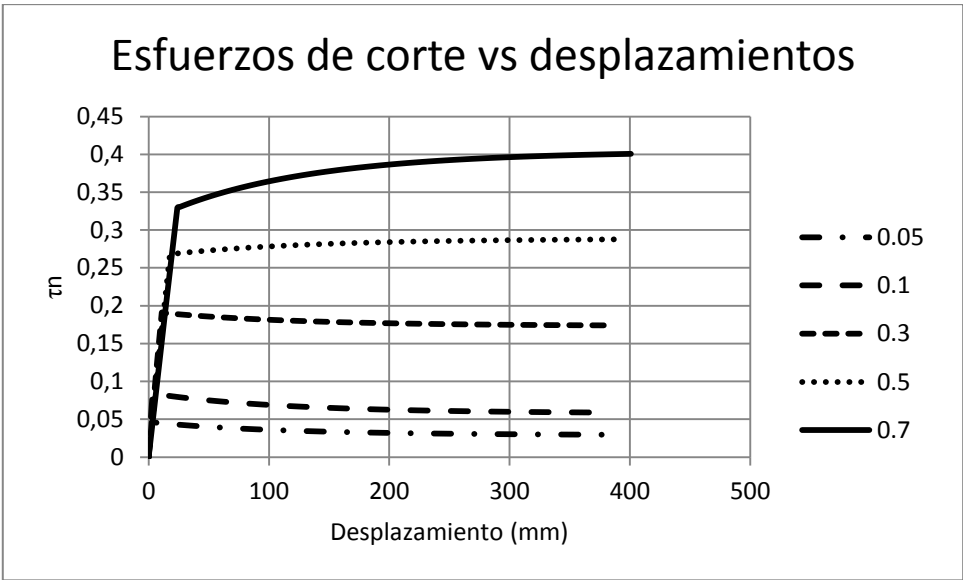


Figura 3-20 Curvas esfuerzo-deformación. Se evidencia la presión de transición

4. CARACTERIZACIÓN DE LOS AFLORAMIENTOS Y CARACTERIZACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES LEVANTADAS EN CAMPO

4.1 LOCALIZACIÓN Y VÍAS DE ACCESO

La zona de estudio se encuentra ubicada al Occidente del Departamento de Valle del Cauca, en la vía Buga-Buenaventura. El área se encuentra en la Vertiente Pacífica de la Cordillera Occidental.

Al sitio se llega desde la ciudad de Buga por la vía a Buenaventura, pasando por la localidad de Loboguerrero (K 54+000 aproximadamente), continuando hasta el K 63+900, área de los levantamientos.

En las Figuras 4-1 y 4-2 se muestra la localización del área mencionada.



Figura 4-1 Localización general del área de los levantamientos

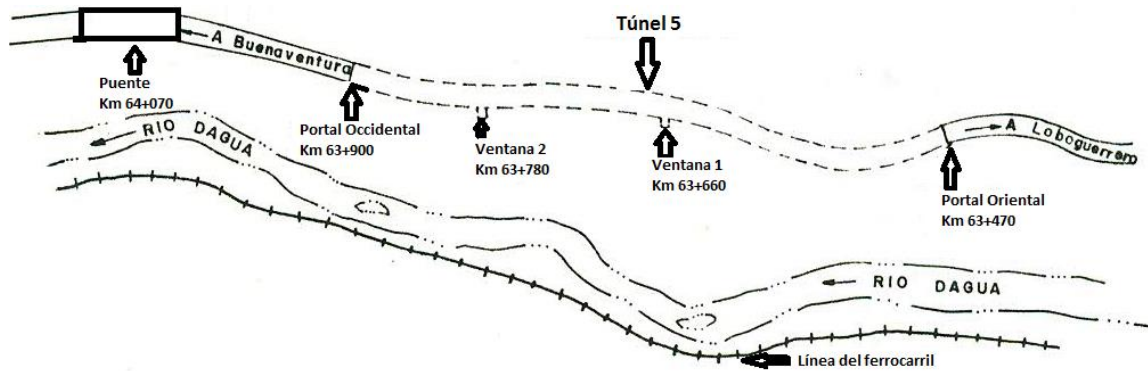


Figura 4-2 Detalle del área de los levantamientos, en zona del Túnel 5

4.2 GEOLOGÍA LOCAL

4.2.1 Estratigrafía

En el área de estudio afloran rocas de edad cretácica denominadas Formación Volcánica (Kv). En el sector también afloran rocas de los Miembros Sedimentarios de la Formación Volcánica (Kvs). En igual forma, se presentan Aluviones Recientes (Qal), Depósitos de Talud y Derrubios (Qd).

Formación Volcánica (Kv)

Esta formación en la zona está constituida esencialmente por rocas volcánicas básicas tipo diabasas, de grano fino, muy duras, de color gris verdoso. Las diabasas presentan un grado de fracturamiento, el cual varía de poco a muy fracturado. Estas rocas generalmente se presentan muy frescas a poco meteorizadas, presentando esta última condición solo muy localmente y coincidente con zonas muy fracturadas o afectadas por fallamientos. En casi todas las superficies de fractura, se observan pátinas de óxidos de hierro y dióxidos de manganeso.

Miembros Sedimentarios de la Formación Volcánica (Kvs)

Dentro del cuerpo principal de diabasas, se pudieron observar tres paquetes de filitas con espesores de 2 m, 6 m, y 20 m, respectivamente. Las filitas son duras, con coloración que oscila entre el pardo y gris oscuro y con presencia de mineralizaciones especialmente de cuarzo, epidota y calcita, generalmente paralelas a la foliación.

Depósitos de Talud (Qtd)

Gran parte del área se encuentra cubierta por un extenso depósito, compuesto por bloques y fragmentos angulosos de diabasas y en menor proporción filitas, embebidos en una matriz limo-arenosa, siendo muy variable entre un sitio y otro. En general, es mayor el porcentaje de bloques y fragmentos que el de la matriz. El espesor del depósito es muy variable, con espesores en algunos sitios superiores a los 5 m.

4.2.2 Geología Estructural

La zona de estudio está enmarcada por dos fallas importantes, como son al Este la falla El Naranjo y al Oeste la falla La Guinea (perteneciente al sistema de la falla Cisneros). Dentro de la zona de estudio y asociadas al sistema de la falla Cisneros, existen fallas satélites de las ya mencionadas, que afectan las diabasas y las filitas, lo cual ocasiona localmente zonas muy diaclasadas y cizalladas. Así mismo, estas fallas en algunos sitios, han producido diabasas milonitizadas. Esta milonitización es producto de un metamorfismo dinámico regional de bajo grado. Por lo general, las estructuras dominantes tienen un rumbo aproximado N-S.

4.3 CALIDAD DE MACIZO ROCOSO ESTIMADO DE LA ENVOLVENTE DE FALLA PARA EL MACIZO ROCOSO

4.3.1 Levantamientos de campo para estimar la calidad del macizo

Para tal efecto, se dividió el tramo entre la entrada al Túnel No 5 por el portal Oriental y 100 metros más después del portal Occidental, en seis segmentos, los cuales fueron levantados con sus características para realizar su evaluación.

Segmento 1 (K 64+170-K 64+200)

Ubicado Al Occidente del Portal Occidental del Túnel 5. Este segmento se consideró como un solo afloramiento. Este afloramiento presenta cuatro familias de diaclasas, onduladas irregularmente y rugosas. Las estructuras presentan ligeras alteraciones en sus superficies. El espaciamiento entre diaclasas varía entre 4 cm a 8 cm. La roca en el segmento son diabasas.

Segmento 2 (K 64+020-K 64+070)

Ubicado al Occidente del Portal Occidental del Túnel 5. En este segmento se consideraron tres afloramientos, los cuales se describen a continuación.

El primero, constituido por una franja de filitas asociadas a un fallamiento. En este afloramiento predomina consecencialmente una estructura (correspondiente al fallamiento), con planos de dispuestos con una alta frecuencia. Los planos son ondulados irregularmente, con algunos rellenos duros. Las separaciones entre planos, son entre 1 cm y 2 cm.

El segundo afloramiento próximo a las filitas, está constituido por unas diabasas, con la presencia de cuatro familias de fracturas, onduladas irregularmente y rugosas. Se presentan ligeras alteraciones en los planos, con separaciones que oscilan entre 1 cm y 2 cm.

El tercer afloramiento, consta de una diabasas en las cuales se presentan cuatro familias de discontinuidades, onduladas irregularmente y rugosas. Las separaciones entre fracturas oscilan entre 6 cm y 10 cm. En los planos se observan ligeras alteraciones.

Segmento 3 (K 63+900-K 63+950)

Ubicado en el Portal Occidental del túnel 5. En este segmento se consideraron dos afloramientos, relacionados a continuación.

El primer afloramiento, constituido por una diabasa muy facturada, donde se presentan cuatro familias de discontinuidades estructurales. Las superficies de las estructuras tienen como características que son onduladas irregularmente y rugosas. Las separaciones entre fracturas van de 1 cm a 6 cm. En los planos se observan ligeras alteraciones.

El segundo afloramiento aledaño al anterior, se presentan cuatro familias de diaclasas. Las superficies de estas estructuras son irregularmente onduladas y rugosas. Las separaciones entre fracturas varían entre 4 cm y 7 cm. En los planos se observan ligeras alteraciones.

Segmento 4 (K 63+420-K 63+470)

Ubicado en el Portal Oriental del túnel 5. En este segmento no hubo una diferenciación de afloramientos, por lo cual se consideró solamente uno, el cual es representativo de las propiedades promedias del segmento. Este segmento está constituido por diabasas, en las que se presentan cuatro familias de discontinuidades estructurales, las cuales presentan como características que son irregularmente onduladas y rugosas. Las separaciones entre fracturas son entre 6 cm y 10 cm. En los planos se observan ligeras alteraciones.

Segmento 5 (K 63+610-K 63+650)

Ubicado en las inmediaciones de la Ventana 1 del Túnel 5. En este segmento se encontraron unas condiciones promedias, por lo cual se consideró como un solo afloramiento. Se presentan en el segmento cuatro familias de diaclasas, las cuales son irregularmente onduladas y rugosas. Las separaciones entre planos son superiores a los 10 cm. En los planos se observan ligeras alteraciones. La roca en el segmento son diabasas.

Segmento 6 (K 63+730-K 63+770)

Ubicado en las inmediaciones de la Ventana 2 del Túnel 5. En este segmento se consideraron dos afloramientos, relacionados a continuación.

En el primer afloramiento en diabasas, se tienen cuatro familias de discontinuidades estructurales. Las superficies de estas discontinuidades son irregularmente onduladas y rugosas. Las separaciones entre fracturas varían entre 1 cm y 4 cm. Los planos de las fracturas presentan ligeras alteraciones.

En el segundo afloramiento en diabasas, se tienen cuatro familias de discontinuidades, las cuales son irregularmente onduladas y rugosas. Las separaciones entre fracturas varían entre 4 cm y 7 cm.

4.3.2 Evaluación de la calidad del macizo

Para evaluación se empleó el sistema de clasificación Q, propuesto por Barton, Lien y Lunde (1974), adoptado por el Instituto Geotécnico Noruego. En este sistema de evaluación intervienen seis parámetros vinculados con la siguiente relación:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF} \quad (4.1)$$

También se adoptó como sistema de evaluación del macizo, al GSI, derivado del sistema Geomecánico. Este sistema resuelve el problema de estimar las resistencias de macizos similares al caso presente. El valor de GSI, tiene su relación con el valor de Q de Barton et al (1974), mediante la siguiente función:

$$GSI = 9 \ln Q' + 44 \quad (4.2)$$

En esta función o ecuación el término Q' es una modificación al valor de Q, mediante la supresión de los términos Jw y SRF en la ecuación que define Q, con lo cual queda:

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \quad (4.3)$$

En la Tabla 4-1 a continuación, se pueden observar las calificaciones para los seis segmentos en que se dividió la zona de estudio y descritos en el numeral 4.3.1 del presente trabajo. En esta se evaluaron las diabasas correspondientes a la Formación Volcánica (Kv) imperante en la zona. Solo se evaluó un caso en filitas, material geológico que hace presencia en dentro de los segmentos evaluados.

Tabla 4-1 Calidad de macizo rocoso en la zona de estudio

Segmento	RQD	Jn	Jr	Ja	Jw	SRF	Q	Q'	GSI	Roca
K64+170-K64+200	39	15	3	2	1	1	3,9	3,9	56,3	Diabasas
K64+020-K64+070	10	2	2	1	1	5	2,67	13	67,3	Filitas
	10	15	3	2	1	5	0,2	1	44	Diabasa fracturada
	62	15	3	2	1	3	2,48	6,2	60,4	Diabasas
K63+900-K63+950	10	15	3	2	1	5	0,2	1	44	Diabasa fracturada
	39	15	3	2	1	1	3,9	3,9	56,3	Diabasas
K63+420-K63+470	66	15	3	2	1	1	6,6	6,6	61	Diabasas
K63+610-K63+650	100	15	3	2	1	1	10	10	64,7	Diabasas
K63+730-K63+770	10	15	3	2	1	5	0,2	1	44	Diabasas fracturadas
	39	15	3	2	1	1	3,9	3,9	56,3	Diabasas

Como se describió en el Numeral 4.2 del presente trabajo, el macizo rocoso está compuesto, en su mayor parte, de diabasas con intercalaciones ocasionales de filitas en paquetes delgados.

Las diabasas presentan densidad alta, son poco porosas y con permeabilidad primaria muy baja. La circulación de agua en el macizo se efectúa a través de las discontinuidades (permeabilidad secundaria). La resistencia a la compresión inconfiada de la roca intacta, puede corresponder a la de los basaltos con valores de resistencia a la compresión inconfiada (σ_c) entre 420 kg/cm² y 3550 kg/cm² de acuerdo con Bieniawski (1984) y Lama et al (1978). El ángulo de fricción residual (ϕ_r) puede variar entre 25° y 30°, rango que es compatible con lo expresado en Barton et al (1974) y depende de la alteración de las juntas, cuyas evaluaciones en su parámetro J_a , arrojan un valor de 2 en los afloramientos de diabasas. Como parámetros se escogieron compresión inconfiada de 700 kg/cm² correspondiente al cuarto inferior del rango de resistencias a la compresión citado y ángulo de fricción residual de 30°, el cual encaja como ángulo de fricción residual para un gran número de rocas de acuerdo con Hoek et al 1981.

4.3.3 Parámetros de resistencia para el macizo en diabasas para los diferentes segmentos de vía levantados en campo

Debido al intenso fracturamiento presente en general en la zona debido al alto tectonismo que esta ha sufrido, se optó por evaluar las propiedades de macizo en vez de las de roca intacta, ya que estas representan en forma más fiel las condiciones de las rocas que son delimitadas por las fracturas levantadas en el presente trabajo.

Con el conocimiento del valor de la compresión inconfiada (σ_c) obtenido en el numeral anterior y el valor de GSI, se obtuvo la envolvente en términos de σ_1 y σ_3 , con el hallazgo de las constantes m_b , s y a del criterio de falla de Hoek y Brown (1988) y el criterio modificado expuesto por Hoek et al (1992). La ecuación tiene la forma siguiente:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (4.4)$$

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

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

$$a = 0.5 + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

Donde

m_b es el valor de la constante m para la masa rocosa

s y a son constantes que dependen de las características de la masa rocosa

σ_c es el valor de la compresión confinada para la roca intacta

σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales efectivos mayor y menor

GSI es el Geological Strength Index, derivado de la clasificación Geomecánica de Bieniawski de acuerdo con Hoek, Kaiser y Bawden (1995).

D es el factor de perturbación de la masa rocosa

Se hicieron las transformaciones en la ecuación, con el fin de encontrar la envolvente de falla en términos de criterio de Mohr-Coulomb. Para ello, se emplearon las siguientes relaciones:

$$\sigma = \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{d\sigma_1/d\sigma_3 + 1} \quad (4.5)$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \left(\frac{d\sigma_1}{d\sigma_3}\right)^{0.5} \quad (4.6)$$

$$\frac{d\sigma_1}{d\sigma_3} = 1 + am_b^a \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s\right)^{a-1} \quad (4.7)$$

A continuación se presentan la cuantificación de parámetros a partir del GSI, para cada uno de los seis tramos en que se dividió la zona de estudio. A partir de los valores de GSI y del conocimiento que se tiene de los parámetros de resistencia en roca intacta expresado en Hoek y otros (1995), se obtuvieron los parámetros de macizo rocoso para cada uno de los segmentos en que se dividió el tramo de estudio y que se muestran en la Tabla 4-2.

Tabla 4-2 Parámetros de resistencia

Segmento	m_b	s	a	ϕ'	Coh (MPa)	σ_t (MPa)
K64+170-K64+200	0,82	0,0007	0,505	25	2,69	0,056
K64+020-K64+070	0,35	0,0001	0,509	19	1,89	0,018
	0,35	0,0001	0,509	19	1,89	0,018
	1,02	0,0011	0,503	26	2,92	0,074
K63+900-K64+950	0,13	0	0,522	12	1,16	0,005
	0,82	0,0007	0,504	25	2,69	0,056
K63+420-K63+470	1,02	0,0011	0,503	26	2,92	0,074
K63+610-K63+650	1,56	0,0029	0,502	30	3,43	0,131
K63+730-K63+770	0,35	0,0001	0,509	19	1,89	0,018
	0,82	0,0007	0,504	25	2,69	0,056

Todos los cálculos se efectuaron mediante el empleo del software ROCLAB, el cual se puede obtener en forma gratuita del sitio www.rocscience.com. El mencionado software permite hacer las graficaciones y el estimado de todos los parámetros para diferentes condiciones de calidad de roca.

4.3.4 Envoltente de resistencia para diabasas de relativa buena calidad

Se resalta que todos los levantamientos de la geometría de las discontinuidades, se efectuaron en las zonas de afloramientos de diabasas, en las cuales se presenta una frecuencia general de fracturamiento y relativa buena condición de calidad de macizo, lo cual permitió una muy buena definición geométrica de las discontinuidades por no estar en zonas de alto Fracturamiento y estar inscritas en un grado de meteorización que oscila entre el grado I y el grado II de acuerdo con Dearman (1974) y Dearman y Shibakova (1989).

Para la condición descrita en el párrafo anterior, se tienen los siguientes parámetros:

GSI=56, $m_b=0.82$, $s=0.0007$, $a=0.504$, $\phi'=25^\circ$, Cohesión=2.69 MPa y $\sigma_t=0.056$ MPa

Los parámetros anteriores tienen el siguiente significado:

- GSI Es el índice geológico del cual ya se ha tratado antes
- m_b Constante del criterio de resistencia de Hoek y Brown para macizos
- s Constante del criterio de resistencia de Hoek y Brown para macizos
- a Exponente en la fórmula o criterio de falla de Hoek y Brown
- ϕ' Ángulo de fricción en las discontinuidades obtenida con ayuda del criterio de falla de Hoek y Brown
- σ_t Resistencia a la tracción de la masa rocosa

Con los parámetros anteriores, se obtuvieron las envolventes de resistencia, en términos de esfuerzos principales y en términos de esfuerzo cortante y esfuerzo normal. Las envolventes mencionadas, se pueden consultar en la Figura 4-3 y en la Figura 4-4.

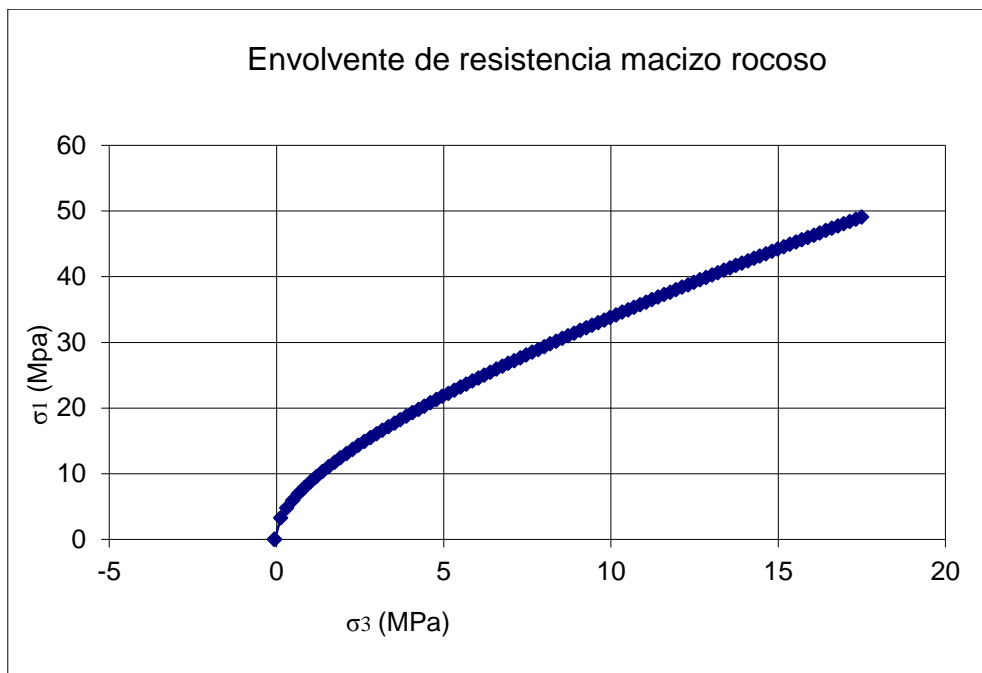


Figura 4-3 Envolvente de falla en términos de esfuerzos principales

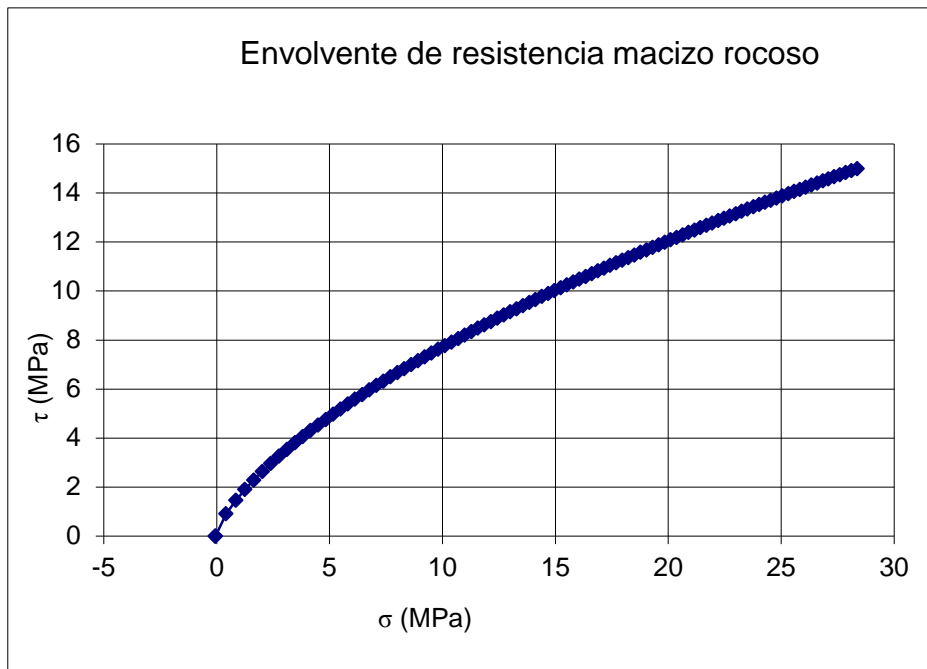


Figura 4-4 Envolvente de falla en términos de esfuerzos de corte y esfuerzos normales

En la Tabla 4-3 que se muestra a continuación, se pueden ver los valores numéricos con los cuales se obtuvieron las curvas mostradas en las figuras anteriores.

Tabla 4-3 Valores numéricos de las envolventes de falla

σ_1 (Mpa)	σ_3 (Mpa)	σ (MPa)	τ (MPa)
-0,05577554	0	-0,05577554	0
2,4521924	14,2919664	2,39353662	2,95470296
4,96016033	21,7479807	6,76268505	5,95763681
8,00554997	29,3261331	11,8553035	8,61613567
12,125783	38,3754522	16,0629314	10,4787951
16,246016	46,6455924	16,4251566	46,9925678
17,3208594	48,7141861	17,5	49,0559543

Para la envolvente de resistencia, en términos de esfuerzos de corte y esfuerzos normales, se establecieron los siguientes parámetros: $A=1.622878$, $B=0.669488$ y $C=0.055775$ (resistencia a la tracción en MPa). Los parámetros descritos, se vinculan en la ecuación que describe la resistencia al corte del macizo rocoso, la cual tiene la siguiente forma:

$$\tau = A (\sigma + C)^B \quad (4.8)$$

Los anteriores parámetros se encontraron mediante un procedimiento de mínimos cuadrados, con el cual se obtuvo un excelente ajuste.

Para un fácil manejo de las envolventes de falla, se recomienda que éstas sean presentadas en forma normalizada, lo cual les da un carácter genérico. Es por ello que en este caso, se presentan las envolventes normalizadas con respecto al valor de compresión inconfiada (σ_c), encontrado en el numeral 4.3.3 del presente trabajo. La envolvente de macizo normalizada, se empleó posteriormente en la obtención del criterio de falla para las discontinuidades expuesto en el Capítulo 6.

Para obtener la envolvente con parámetros normalizados, se hizo la normalización de variables, tal como se muestra en la Tabla 4-4 y que se presenta a continuación.

Tabla 4-4 Valores numéricos de la envolvente de resistencia normalizada

σ_n	τ_r
-0,00079679	0
0,03419338	0,04221004
0,09660979	0,0851091
0,16936148	0,12308765
0,22947045	0,14969707
0,23464509	0,6713224
0,25	0,70079935

La tabla anterior muestra la resistencia al corte normalizada para el macizo (τ_r) en función de la presión normal normalizada (σ_n). Ambos parámetros, se normalizaron con respecto a la resistencia a la compresión inconfiada (σ_c). La envolvente normalizada, se describe con los parámetros siguientes: $A_n=0.39883$, $B_n=0.669488$ y $C_n=0.000797$. Dichos parámetros normalizados se vincularon en la ecuación de resistencia al corte normalizada la cual se presenta a continuación y que fue empleada en la obtención de la envolvente de falla para las discontinuidades presentada en el Capítulo 6.

$$\tau_r = A_n (\sigma_n + C_n)^{B_n} \quad (4.9)$$

5. OBTENCION DE LAS RESISTENCIAS PICO Y RESIDUALES Y LAS DEFORMABILIDADES

5.1 ASPECTOS METODOLÓGICOS

Se siguió para el efecto el procedimiento expuesto en Goodman (1989). Por medio de este, se obtuvieron los ángulos de rugosidad (i), lo mismo que las resistencias pico y residuales y derivado en igual forma se obtuvieron las deformabilidades en el sentido normal y en el sentido del corte.

Para ello se siguió el procedimiento que se explica a continuación, paso a paso.

5.1.1 Caracterización geométrica de las estructuras geológicas

Medida detallada en el campo de las ondulaciones para cada discontinuidad, lo cual da un perfil de la misma como el observado en la Figura 5-1. Dicha medida se hizo con una regla a la cual se le acoplaron pines, lo que permite establecer la geometría de las ondulaciones y construir los perfiles de las mismas.

5.1.2 Cálculo de los ángulos secantes

Cálculo de los ángulos secantes llamados α para bases de diferentes longitudes ubicando cada una de ellas en múltiples posiciones para leer el respectivo ángulo, como se muestra en la Figura 5-1. La multiplicidad de posiciones puede alcanzar hasta un número de 100, para bases pequeñas. Para bases grandes la multiplicidad es menor. Luego, para cada base se escoge el máximo ángulo calculado y se dibujan los gráficos ángulo α contra longitud de base como aparece en la Figura 5-2.

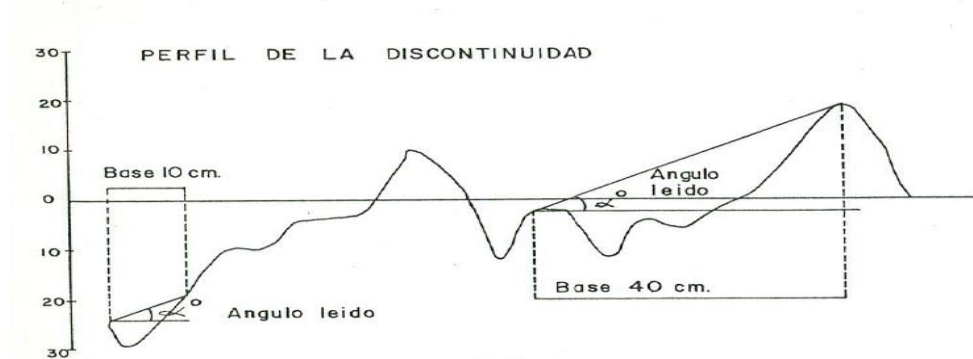


Figura 5-1 Perfil de la diaclasa y ondulaciones y detalle del sistema de medición del ángulo α

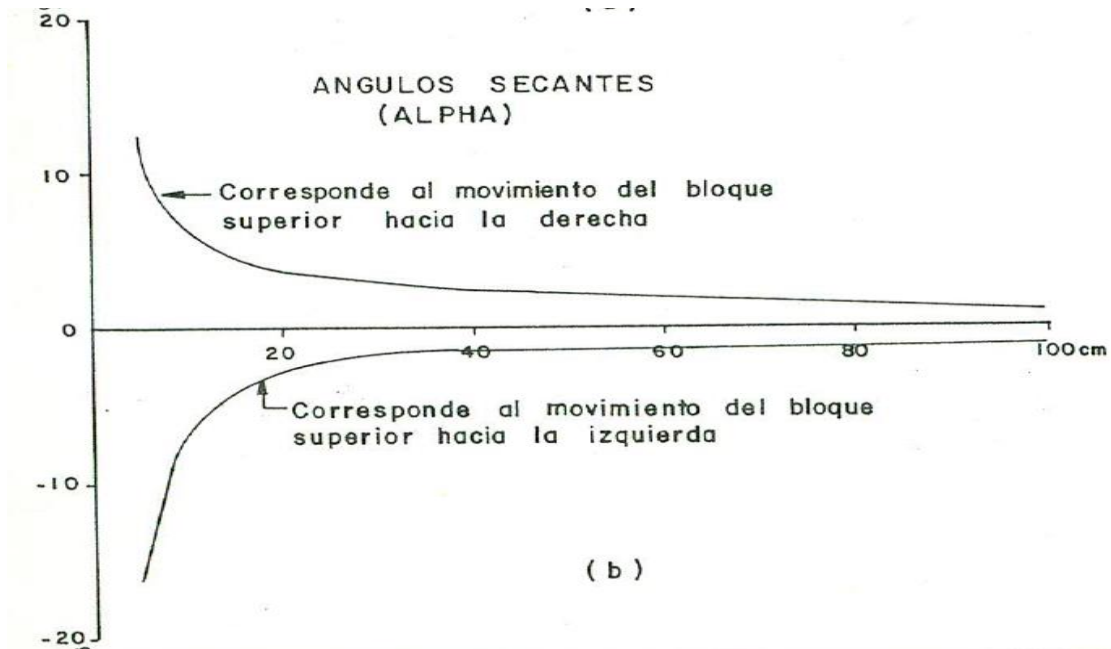


Figura 5-2 Registro de los ángulos α obtenidos con la Figura 5-1

De esta forma se obtiene el registro de máximos valores de α , los cuales exhiben valores positivos y negativos, los cuales simulan el movimiento del bloque superior a la derecha y a la izquierda respectivamente.

5.1.3 Construcción de las curvas de dilatación

Construcción de las curvas de dilatación individuales para cada discontinuidad estructural caracterizada geoméricamente, mediante el empleo de los ángulos secantes o α para cada longitud base considerando el movimiento del bloque superior, bien sea a la derecha o a la izquierda. Con estos valores de ángulo α y longitud base se obtiene la curva de dilatación, como aparece en la Figura 5-3. Para obtener las curvas de dilatación para presiones normales diferentes ($\sigma/\sigma_c = \sigma_n$), se afecta cada una de las ordenadas anteriormente obtenidas por el factor $(1 - \sigma/\sigma_c)^4$ expuesto en Hoek y Bray (1981). El valor de $(1 - \sigma/\sigma_c)^4$ simula la magnitud de la dilatación y es propuesto por Ladanyi y Archambault (1969), de acuerdo con observaciones experimentales. El exponente 4, presente en esta expresión, lo sugieren los autores para diaclasas o superficies en afloramientos

rocosos de buenas características, como los escogidos para la presente investigación.

5.1.4 Cálculo de los ángulos de rugosidad (i) para cada discontinuidad estructural

El valor del ángulo de rugosidad (i) para cada discontinuidad se obtuvo, con la utilización de las curvas de dilatación mediante la medida de los ángulos que hacen líneas tangentes a la misma, en diferentes puntos correspondientes a varios desplazamientos, como se muestra en la Figura 5-3. Ese ángulo de rugosidad (i), se acopla con las resistencias de macizo y el ángulo de fricción básica $\phi\mu$, obtenido con los trabajos ejecutados con GSI, con lo cual se logra establecer el comportamiento de resistencia en la discontinuidad.

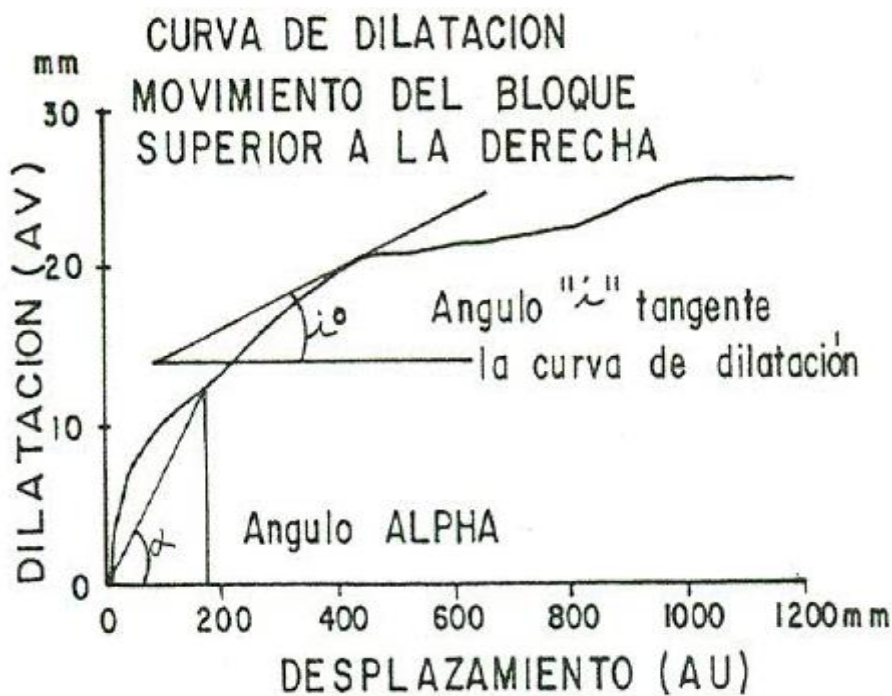


Figura 5-3 Curvas de dilatación

5.1.5 Propiedades de rigidez al cortante

Se obtuvieron las propiedades de rigidez al cortante K_{ss} y los desplazamientos para el esfuerzo de corte pico, a partir del parámetro denominado ángulo de

rugosidad (i). Ese ángulo se correlacionó con el parámetro JRC tal como se expuso en el Capítulo 3. Para establecer el valor de las rigideces, se exploró inicialmente lo expuesto en Bandis (1993). Se resalta que la ecuación propuesta por Bandis establece un valor de deformación para el esfuerzo de corte pico (τ_p) independiente del esfuerzo normal (σ_n), tal como se muestra en la ecuación a continuación.

$$u(pico) = \frac{L}{500} \left(\frac{JRC}{L} \right)^{0.33} \quad (5.1)$$

Por lo expuesto en el párrafo anterior, se empleó la fórmula propuesta por Asadollahi et al (2010a) y Asadollahi et al (2010b), que fue obtenida con base en experimentación y es producto de una investigación. A continuación se presenta la fórmula mencionada, empleada en este trabajo.

$$u(pico) = 0.0077 L^{0.45} \left(\frac{\sigma}{JCS} \right)^{0.34} \cos \left(JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma} \right) \right) \quad (5.2)$$

La rigidez al cortante (K_{ss}) se obtuvo por medio de la realización del cociente.

$$K_{ss} = \frac{\tau_p}{u(pico)} \quad (5.3)$$

5.1.6 Propiedades de rigidez normal

La rigidez normal (K_{nn}), se obtuvo de acuerdo con Bandis (1993) y encaja en una ecuación de tipo hiperbólico que emplea el parámetro JRC. Previamente se hizo el estimado de los parámetros ν_{mi} y K_{ni} que son el valor de cierre umbral y la rigidez inicial, para un esfuerzo normal dado (σ_n). Para el estimado se emplean las siguientes relaciones obtenidas de Bandis (1993).

$$K_{ni} = 0.0178 \left(\frac{JCS}{E_o} \right) + 1.748 JRC - 7.155 \quad (5.4)$$

$$\nu_{mi} = A_i + B_i JRC + C_i \left(\frac{JCS}{E_o} \right)^{D_i} \quad (5.5)$$

En las anteriores ecuaciones E_o , es la abertura de la diaclasa para una condición de esfuerzo normal (σ_n) nulo y las constantes A_i , B_i , C_i y D_i (Bandis

1993) se asocian con el número de ciclo, cuyos valores se pueden ver en la tabla que se presenta a continuación.

Tabla 5-1 Valores de las constantes A, B, C y D (tomado de Bandis 1993)

Constante	Ciclo No			
	1	2	3	4
A	-0,296	-0,1005	-0,1031	-0,1031
B	-0,0056	-0,0073	-0,0074	-0,0074
C	2,241	1,0082	1,135	1,135
D	-0,245	-0,23	-0,251	-0,251

5.1.7 Curvas esfuerzo-deformación cortante en el rango elástico

Construcción de las curvas esfuerzo de corte-deformación en el rango elástico para varias presiones normales (σ_n), con el empleo de los valores de rigidez al corte (K_{ss}) y con el valor pico de la resistencia propuesto por Ladanyi y Archambault (1969), el cual se expresa con la ecuación presentada a continuación.

$$\tau_n = \frac{\sigma_n(1 - a_s)(v + \tan \varphi_u) + a_s \tau_r}{1 - (1 - a_s)v \tan \varphi_u} \quad (5.6)$$

donde:

$$a_s = 1 - \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_c}\right)^{1.5}$$

$$v = \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_c}\right)^4 \tan i$$

$\tan \varphi_u$ = resistencia a la fricción básica

τ_r = resistencia al corte del macizo rocoso tratado en el numeral 4.3.2

σ_n = esfuerzo normal aplicado

σ_c = resistencia a la compresión inconfiada del material intacto

Esta fórmula tiene en cuenta la resistencia de los puentes intactos de roca en las ondulaciones; estos valores se ingresan en la ecuación y provienen del conocimiento de los materiales y sus características de macizo.

5.1.8 Curvas esfuerzo-deformación cortante post-pico o en el rango plástico

Se construyó la curva esfuerzo de corte-deformación post-pico o en el rango plástico, mediante el empleo de la ecuación anterior con algunas modificaciones las cuales se relacionan a continuación: Al término $a_s \tau_r$ se le consideró la adición de la parte de resistencia residual, con la cual el término toma la forma $a_s(\tau_r + \sigma_n \tan \phi_r)$ y se le hizo la ponderación de sus elementos constituyentes. La ponderación, se hizo mediante el empleo del ángulo de rugosidad (i), el cual disminuye con el desplazamiento post-pico, simulando de esta manera la destrucción de las ondulaciones en la medida que el desplazamiento aumenta. Finalmente el término ponderado queda así:

$$a_s \left[\frac{\tan i}{\tan i_{max}} \tau_r + \left(1 - \frac{\tan i}{\tan i_{max}} \right) \sigma_n \tan \phi_r \right] \quad (5.7)$$

En la ecuación anterior el ángulo de rugosidad (i) está en función del desplazamiento. Con el proceso descrito, se obtuvieron los valores con los cuales se llegó a tener la ley de deformación cortante post-pico, la cual encaja en buena forma en una ecuación de tipo hiperbólico, de la cual se hace su exposición en el Capítulo 6 del presente trabajo.

5.1.9 Curvas de dilatación

Con las curvas de dilatación individuales obtenidas para cada estructura levantada y descritas en el numeral 5.1.3, se estableció una tendencia tanto para el movimiento del bloque superior a la derecha como para el movimiento a la izquierda, aspecto que correlaciona en muy buena forma con ecuaciones de tipo hiperbólico.

5.2 APLICACIÓN AL CASO DE LA ZONA DE ESTUDIO

5.2.1 Levantamientos de las geometrías de las discontinuidades estructurales

Se hizo el levantamiento en detalle de las discontinuidades, sus frecuencias y su persistencia, con lo cual se hizo la estimación de la calidad de macizo en el capítulo 4 del presente trabajo. Además, se hizo la medida de la ondulación en cada una de ellas tal como se expuso en el numeral 5.1, con lo cual se construyó el perfil de las mismas, como se muestra en las Figuras 5-4 a 5-14 a continuación.

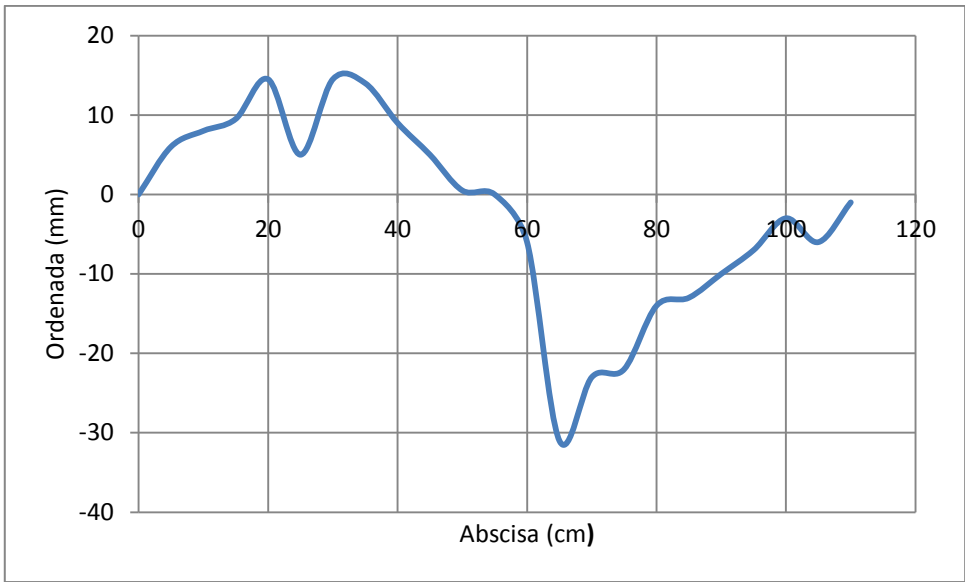


Figura 5-4 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K64+170-K64+200

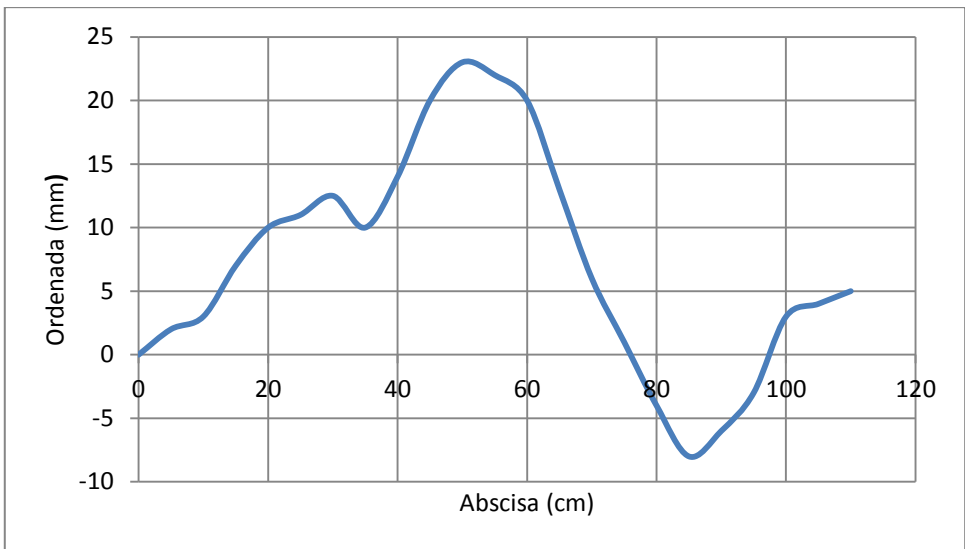


Figura 5-5 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K64+020-K64+070

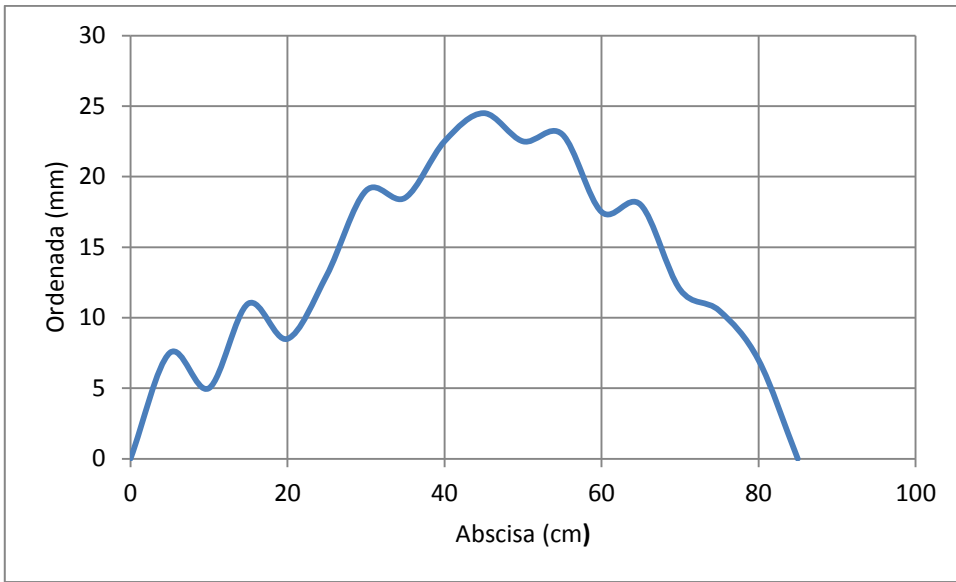


Figura 5-6 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K64+020-K64+070

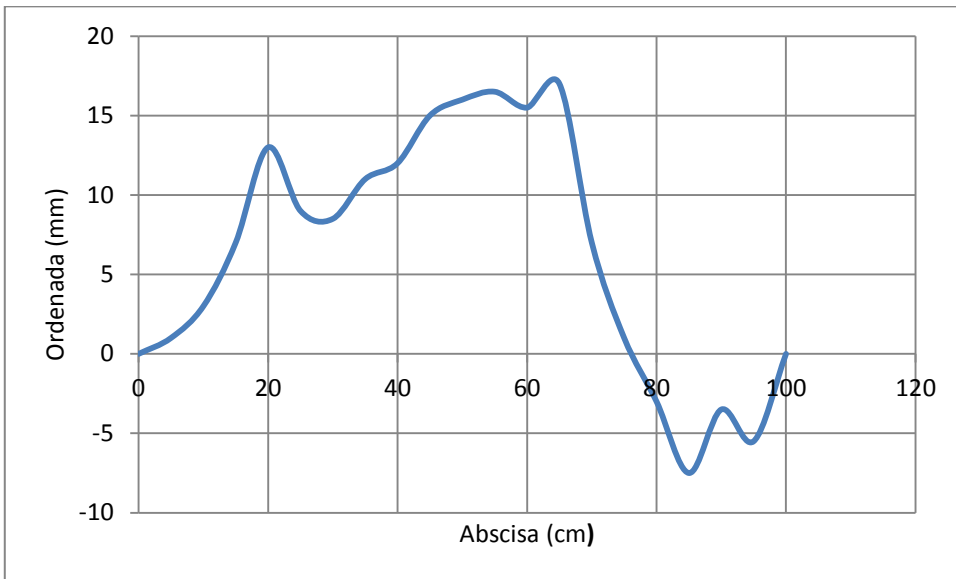


Figura 5-7 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K64+020-K64+070

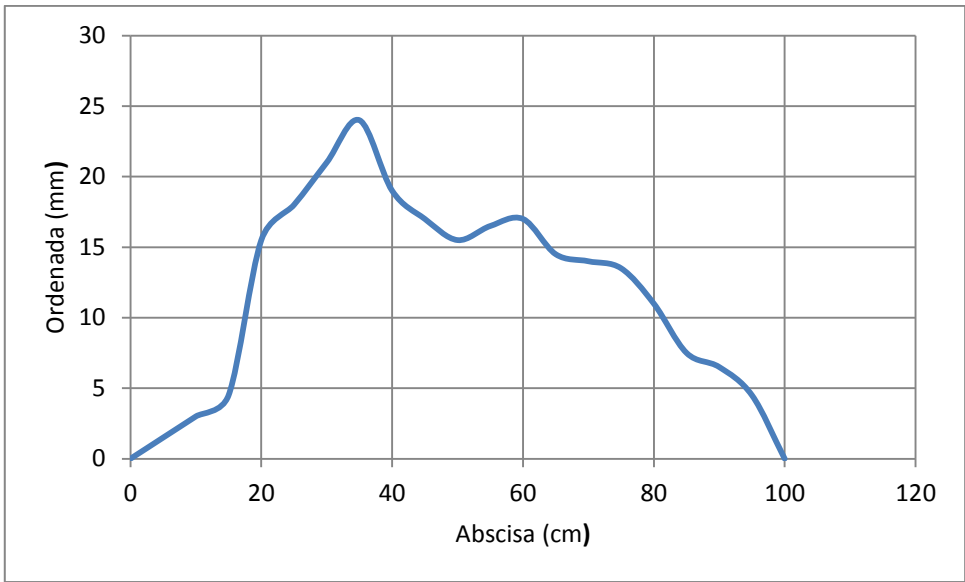


Figura 5-8 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K63+900-K63+950

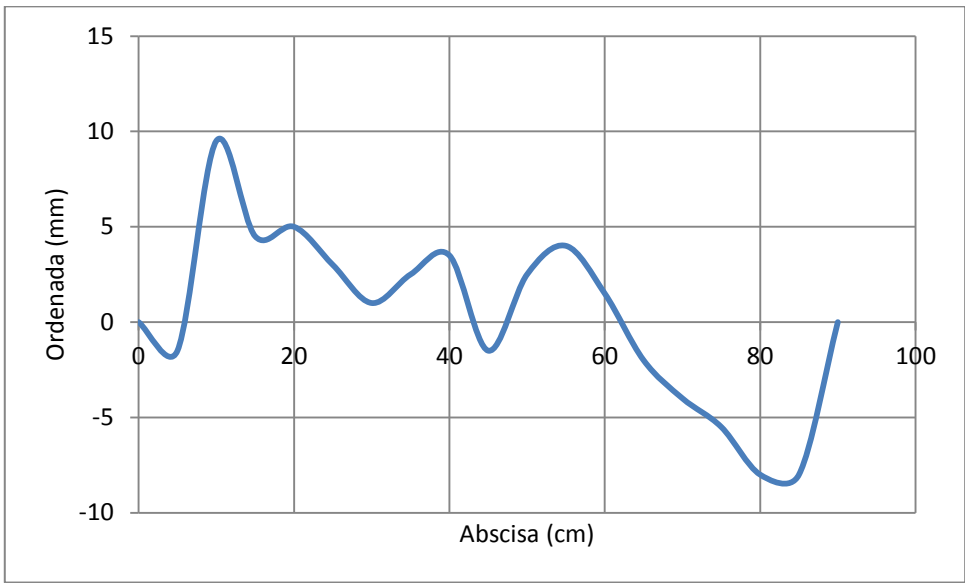


Figura 5-9 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K63+900-K63+950

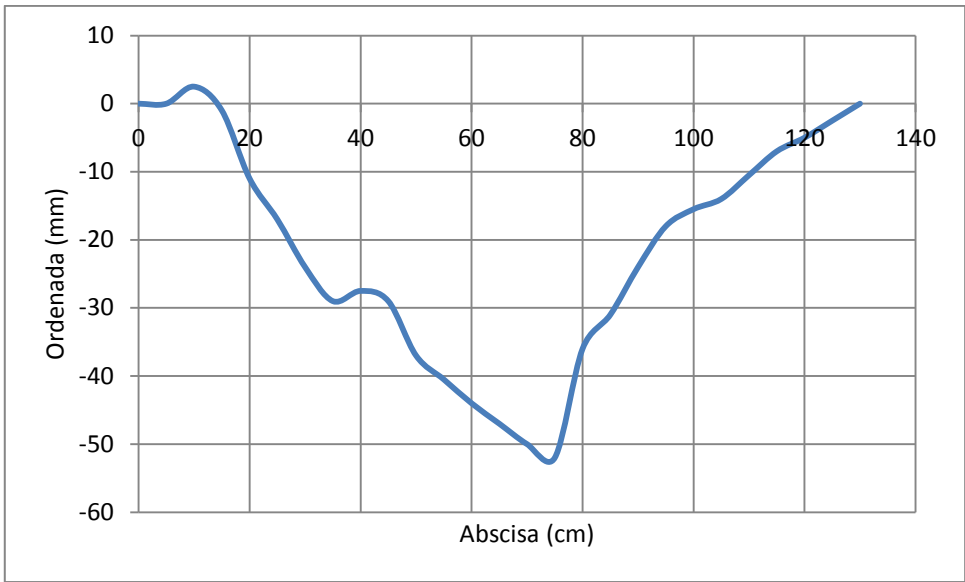


Figura 5-10 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K63+420-K63+470

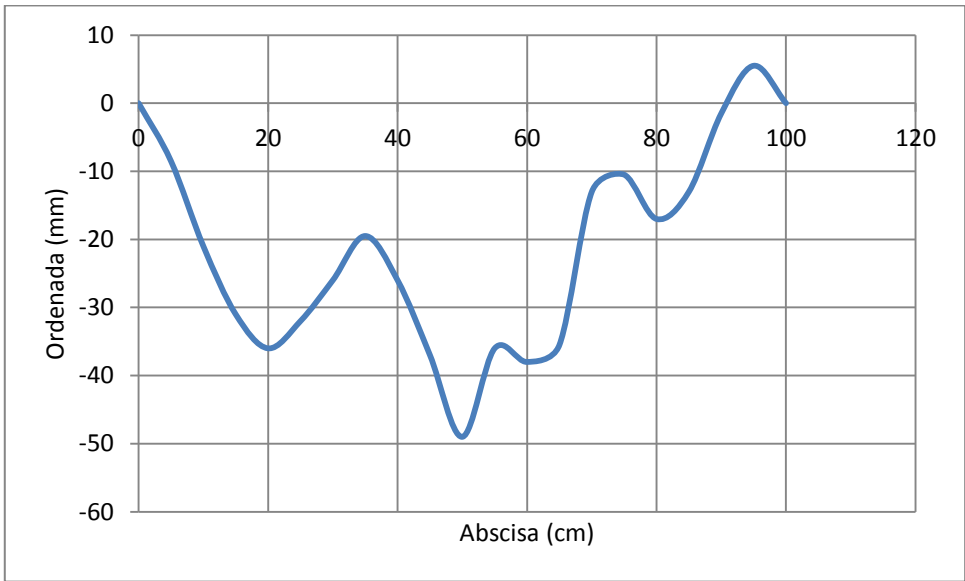


Figura 5-11 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K63+420-K63+470

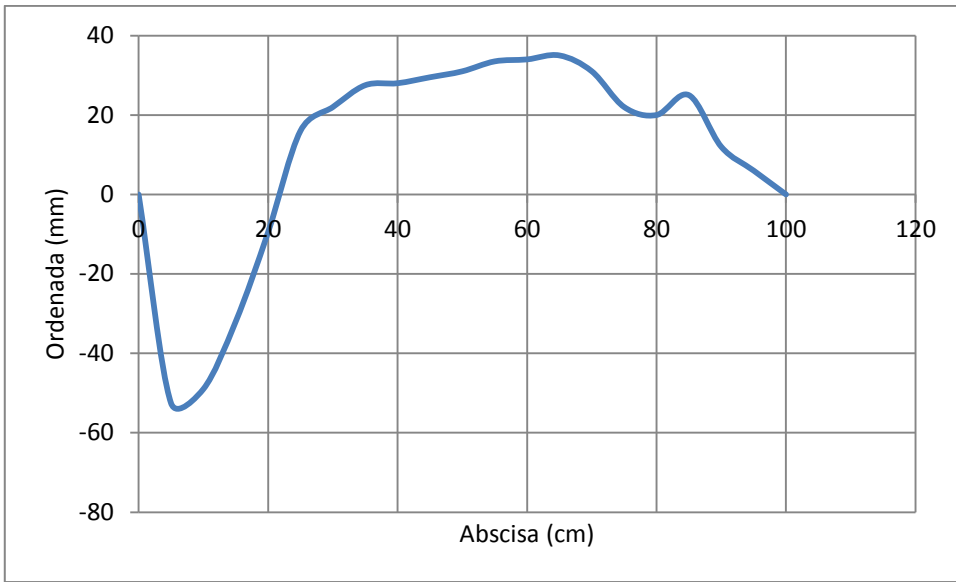


Figura 5-12 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K63+610-K63+650

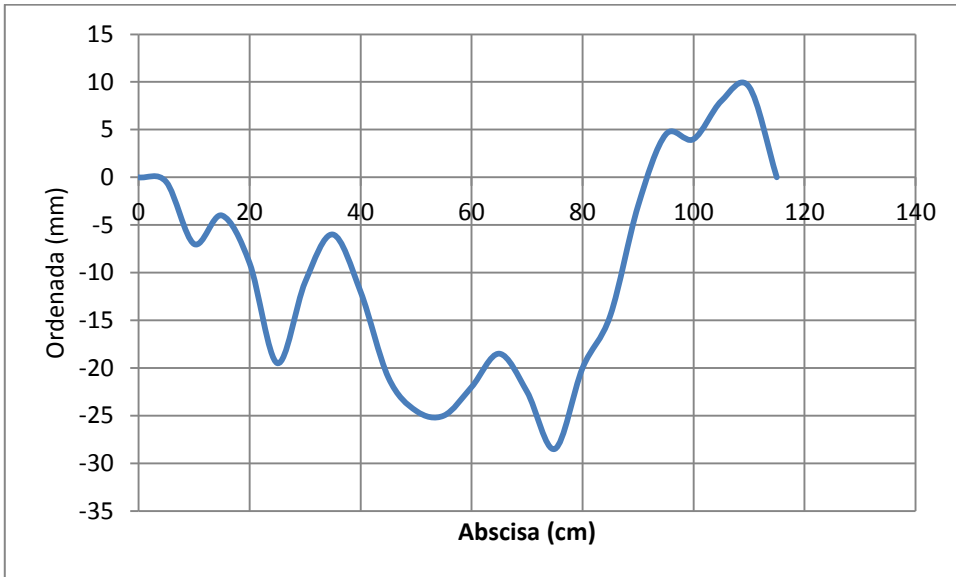


Figura 5-13 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K63+730-K63+770

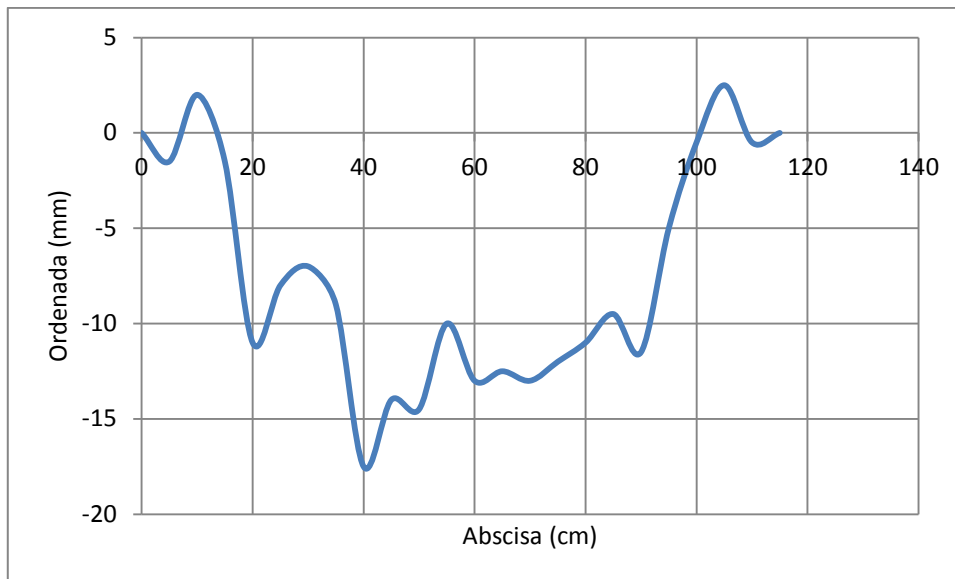


Figura 5-14 Perfil de discontinuidad levantada en el segmento K62+050-K62+090

Si se examinan las figuras anteriores, se puede encontrar lo siguiente:

En las Figuras 5-4, 5-5, 5-7 y 5-9 y 5-12, se presentan ciclos completos, es decir se presentan lecturas con ordenadas positivas y negativas, que para la longitud leída, configuran en cada caso un ciclo completo de una pseudo-sinusoide.

En las Figuras 5-6, 5-8, 5-10, 5-11, 5-13 y 5-14, se presentan medios ciclos, es decir se presentan lecturas con ordenadas en su totalidad positivas en dos casos (figuras 5-6 y 5-8) y en su totalidad negativas para el resto de casos, que para la longitud leída, configuran en cada caso medio ciclo de una pseudo-sinusoide.

Se presentan ondulaciones menores, las cuales se hacen evidentes en las figuras 5-4, 5-5, 5-6, 5-7, 5-9, 5-11, 5-12, 5-13 y 5-14.

Se presentan signos de escalonamiento en las figuras 5-8 y 5-10.

Además se presentan las siguientes amplitudes máximas o asperezas máximas en las formas pseudo-sinusoidales, las cuales se pueden observar en la Tabla 5-2 que a continuación se muestra. De estos datos, se puede obtener de manera tentativa el valor de JRC de Barton mediante la Figura 5-15 que relaciona la amplitud de la ondulación o aspereza. En igual forma, se puede obtener en forma tentativa el valor máximo del ángulo de rugosidad (i),

mediante el empleo de la Figura 3-17 ya presentada y que relaciona el valor de JRC y el valor de $i_{m\acute{a}x}$.

Tabla 5-2 Amplitud de aspereza, valor de JRC y valor máximo de i ($i_{m\acute{a}x}$)

Figura	Amplitud máxima (mm)	JRC	i
"5-4"	30	13	12
"5-5"	22	10	10
"5-6"	25	12	11
"5-7"	17	8	7
"5-8"	24	11	10
"5-9"	10	4	5
"5-10"	50	20	17
"5-11"	50	20	17
"5-12"	50	20	17
"5-13"	29	13	12
"5-14"	17	8	8

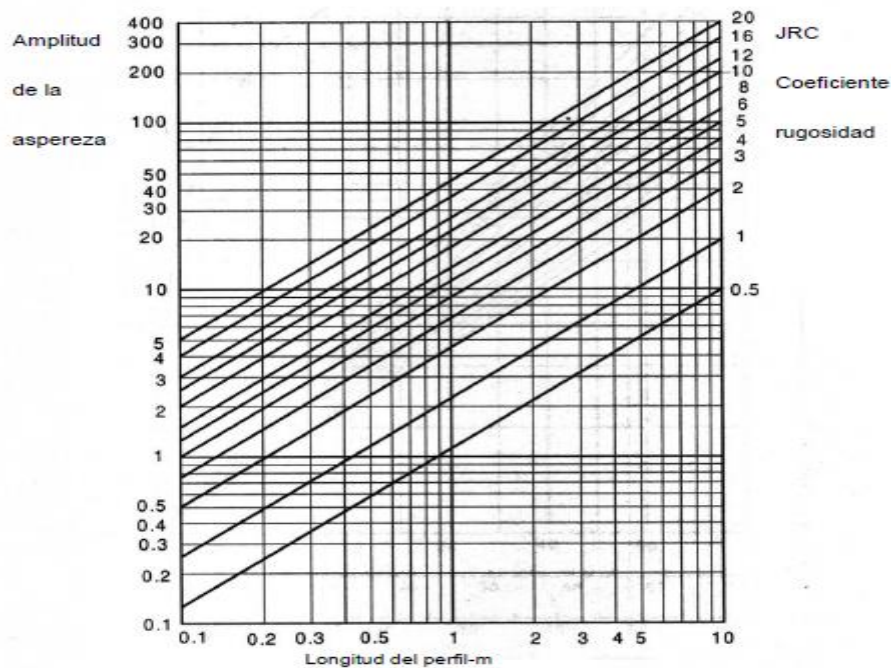


Figura 5-15 Relación entre amplitud de aspereza, longitud del perfil y JRC de Barton (tomado de Hoek 2007)

5.2.2 Obtención de los ángulos de rugosidad (i)

Dentro de los pasos expuestos en el Numeral 5.1, está la obtención de los ángulos de rugosidad (i), de los cuales se extractaron los valores correspondientes a los esfuerzos pico que equivalen a los desplazamientos más pequeños. Para tal efecto, se empleó un procedimiento de regresión, con el cual se obtuvieron para todo el conjunto de datos leídos y calculados de ángulos de rugosidad (i) para todas las deformaciones. La ecuación empleada en el procedimiento, se presenta a continuación.

$$i = i_{m\acute{a}x} e^{\beta X} \quad (5.8)$$

Esta ecuación presenta un muy buen ajuste, donde $i_{m\acute{a}x}$ y β son constantes de la regresión y X es el desplazamiento post-pico en milímetros. Los valores arrojados son $i_{m\acute{a}x}=14.92$ y $\beta=-0.0081$, para el caso de movimiento del bloque superior a la derecha y $i_{m\acute{a}x}=12.87$ y $\beta=-0.0084$ para el caso de movimiento del bloque superior a la izquierda. En la Figura 5-16 y en la Figura 5-17, se presentan los valores obtenidos en las determinaciones del ángulo de rugosidad (i) y las curvas a partir de las regresiones. En igual forma, en las mencionadas figuras se presentan los intervalos de confianza para un 99.99%. Los valores obtenidos para el parámetro $i_{m\acute{a}x}$, constituyen los ángulos de rugosidad (i), para desplazamientos muy pequeños y son empleados en establecer el valor de la resistencia pico en las discontinuidades estructurales.

Estos ángulos de rugosidad (i) sumados al ángulo de fricción básica ϕ_{μ} , conforman un valor de fricción indispensable para el cálculo de factores de seguridad y soportes necesarios en el diseño de taludes y túneles.

Tanto en la Figura 5-15, como en la Figura 5-16, se muestra la tendencia de disminución del ángulo de rugosidad (i), lo cual correlaciona con el fenómeno de destrucción de las superficies y ondulaciones de las discontinuidades con los grandes desplazamientos post-pico. Esto conlleva que a desplazamientos post-pico de importancia, la discontinuidad se encuentra exhibiendo su resistencia residual y el efecto de las ondulaciones se pierde por completo.

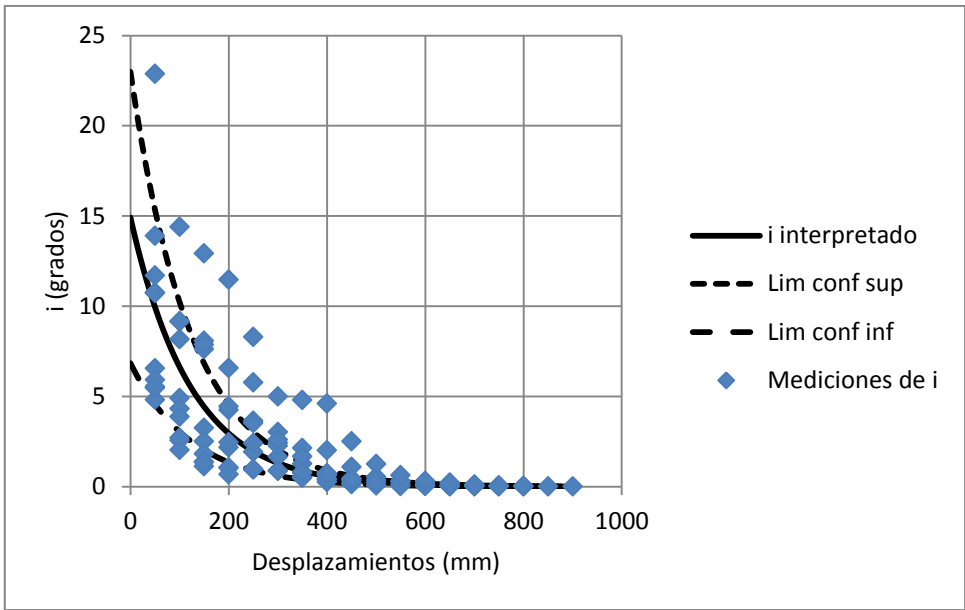


Figura 5-16 Angulo de rugosidad (i), en función del desplazamiento a la derecha

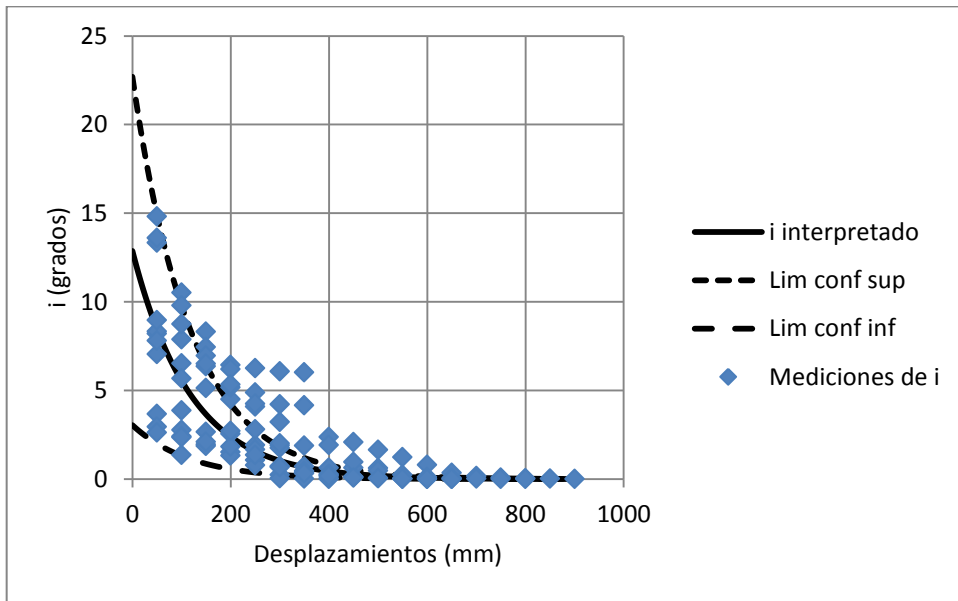


Figura 5-17 Angulo de rugosidad (i), en función del desplazamiento a la izquierda

5.2.3 Curva esfuerzo-deformación cortante

En la Figura 5-18 y la Figura 5-19, se pueden observar las curvas esfuerzo-deformación para el caso del desplazamiento del bloque superior a la derecha y desplazamiento a la izquierda. En igual forma, se puede observar que para desplazamientos grandes el esfuerzo de corte cae y queda en un valor constante o un valor correspondiente a la resistencia residual.

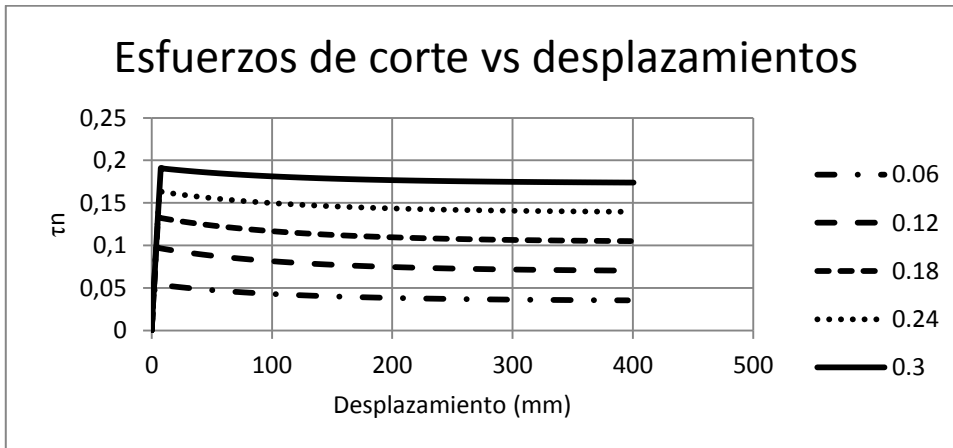


Figura 5-18 Esfuerzos de corte-desplazamiento movimiento a la derecha

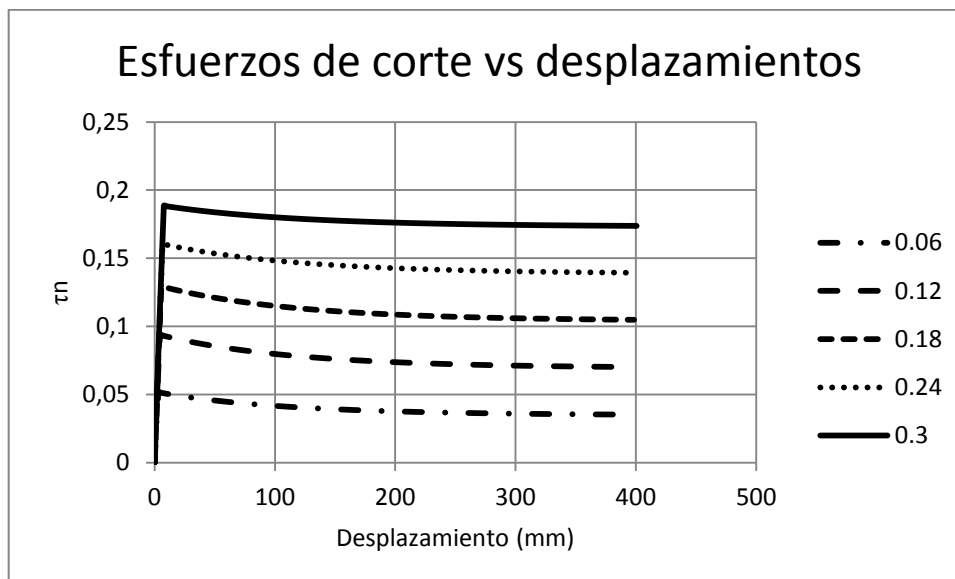


Figura 5-19 Esfuerzos de corte-desplazamiento movimiento a la izquierda

6. MODELO ESTADISTICO PARA OBTENCION DE CURVAS DE RESISTENCIA Y DEFORMACION EN LAS DISCONTINUIDADES

Los valores para la construcción de las curvas se obtiene a partir del modelo estadístico de regresión no lineal cuyo funcional relaciona.

6.1 ENVOLVENTES DE CEDENCIA

Elección de las resistencias pico a partir de los procedimientos explicados en el numeral 5.1 y desarrollados en el numeral 5.2.

Construcción de una tabla X Vs Y, donde estas variables adquieren los siguientes valores:

$$Y = \tau_p \text{ (esfuerzo pico de corte normalizado)}$$

$$X = \sigma_n \text{ (esfuerzo normalizado)}$$

Cálculo de dos columnas las cuales tienen los siguientes valores:

$$X = \log (\tau_p)$$

$$Y = \log (\sigma_n)$$

Ejecución de una regresión lineal con las parejas X,Y obtenidas. En esta regresión se obtienen los parámetros A y B de la envolvente de Mohr, que en este caso presenta una curvatura muy leve y se expresa con la siguiente relación:

$$\tau_p = A_d \sigma_n^{B_d} \quad (6.1)$$

Cuando se saca el logaritmo decimal a ambos miembros de la ecuación planteada se obtiene:

$$\log \tau_p = \log A_d + B_d \log \sigma_n \quad (6.2)$$

Expresión que es la ecuación base de la regresión.

Finalmente con este proceso, se obtuvieron las constantes $A_d=0.408$ y $B_d=0.6388$ para el caso de bloque superior con movimiento a la derecha y $A_d=0.4095$ y $B_d=0.6533$ para caso del bloque superior con movimiento a la izquierda. En la Figura 6-1 y la Figura 6-2, se muestran las envolventes de falla para los casos de bloque superior con movimiento a la derecha y bloque superior con movimiento a la izquierda respectivamente.

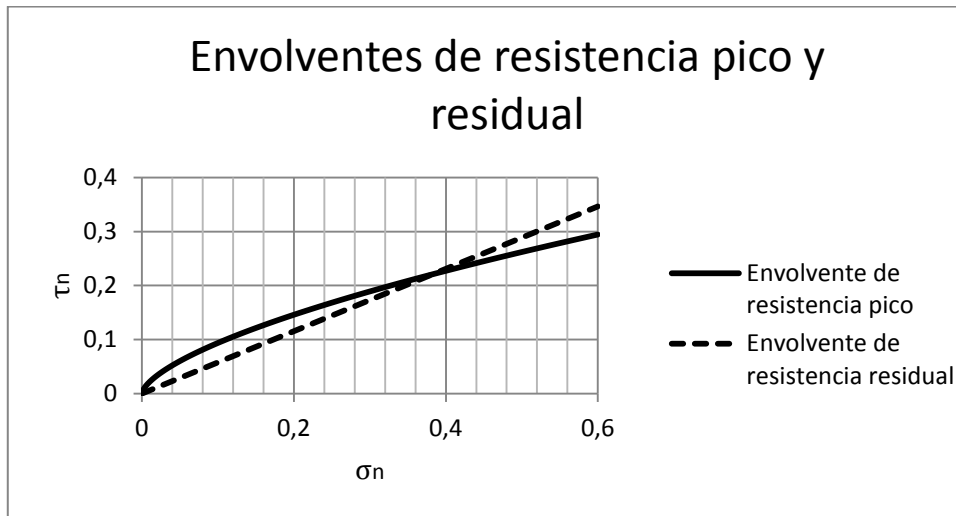


Figura 6-1 Envolventes de resistencia pico y residual movimiento del bloque superior a la derecha

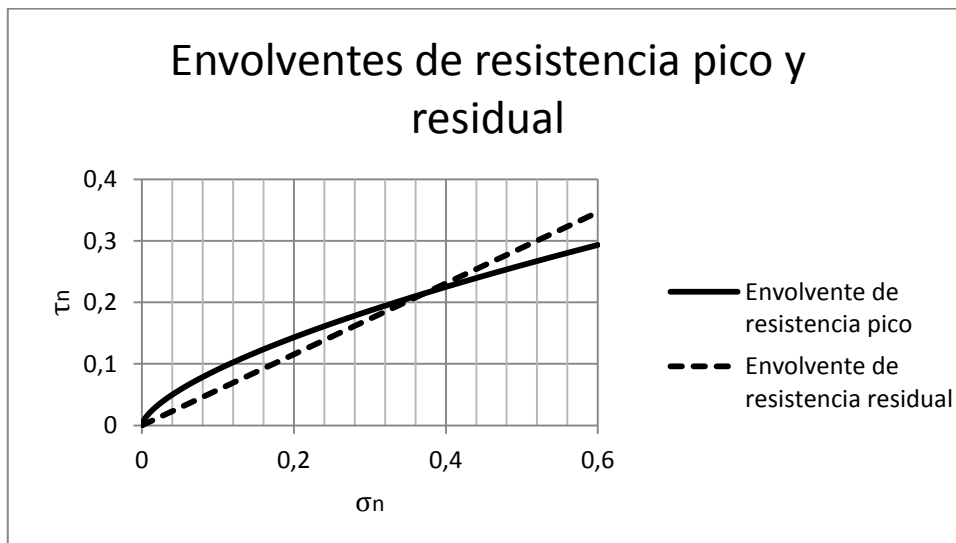


Figura 6-2 Envolventes de resistencia pico y residual movimiento del bloque superior a la izquierda

Cálculo de los ángulos de fricción interna con respecto al esfuerzo normal σ confinante. Para el efecto se empleó la siguiente relación:

$$\varphi_i = \text{Tan}^{-1} [A_d B_d \sigma_n^{(B_d-1)}] \quad (6.3)$$

En la Figura 6-3 y en la Figura 6-4, se muestran las variaciones de los ángulos de fricción con relación al esfuerzo confinante, para los casos de movimiento del bloque superior a la derecha y a la izquierda respectivamente.

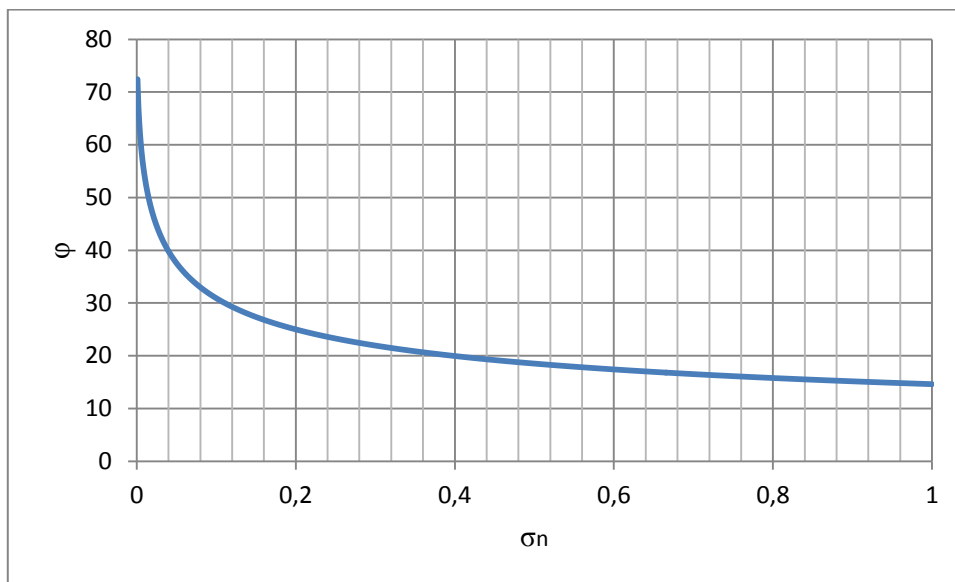


Figura 6-3 Variación del ángulo de fricción movimiento a la derecha

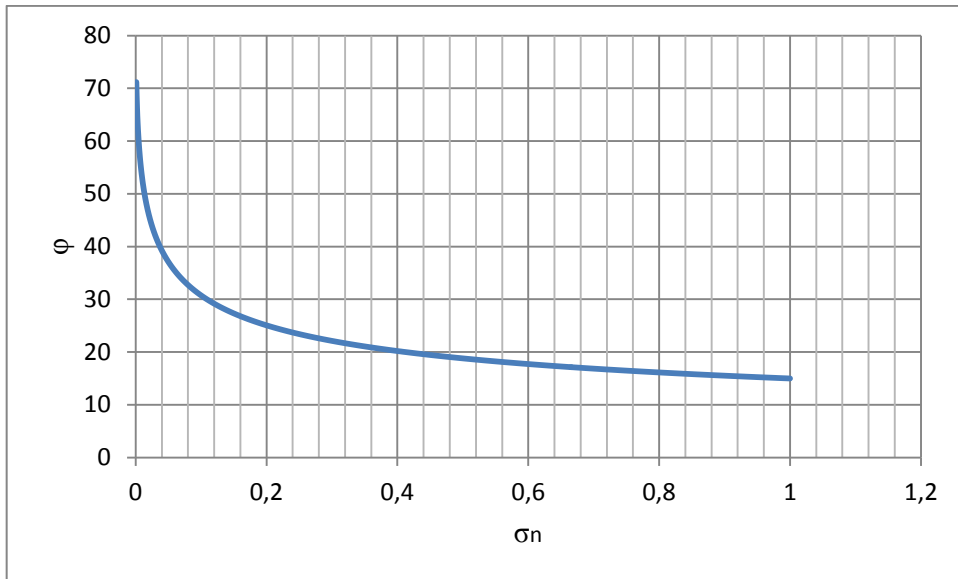


Figura 6-4 Variación del ángulo de fricción movimiento a la izquierda

6.2 CURVAS DE DEFORMACIÓN

A con el empleo de la ecuación expuesta en Asadollahi et al (2010a) y Asadollahi et al (2010b), tal como se expresó en el numeral 5.1, se establecieron las curvas de variación para las rigideces al corte con relación al esfuerzo confinante. En la Figura 6-5 y en la Figura 6-6, se observan las variaciones de las rigideces al corte (K_{ss}), para los casos de bloque superior con movimiento hacia la derecha, y bloque superior con movimiento a la izquierda.

Las ecuaciones propuestas por Asadollahi et al (2010a) y Asadollahi et al (2010b), emplean el valor de JRC, el cual se obtuvo mediante el empleo de la relación existente entre el ángulo de rugosidad (i) y el JRC. Los valores de JRC, empleados son 16.996 y 14.43 para bloque superior con movimiento a la derecha y movimiento a la izquierda respectivamente, tal como se expuso en el Capítulo 3 del presente documento.

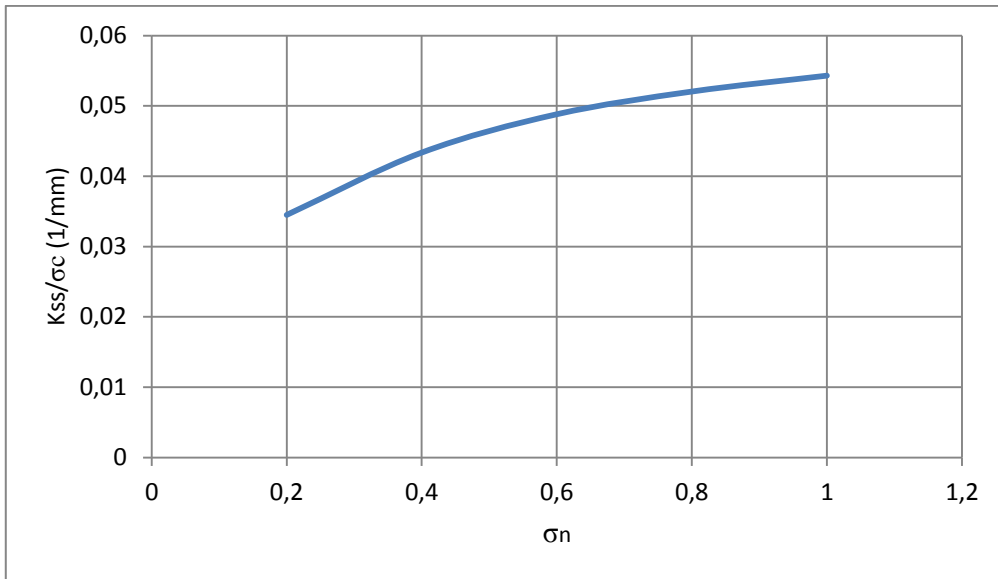


Figura 6-5 Variación de la rigidez al corte movimiento a la derecha

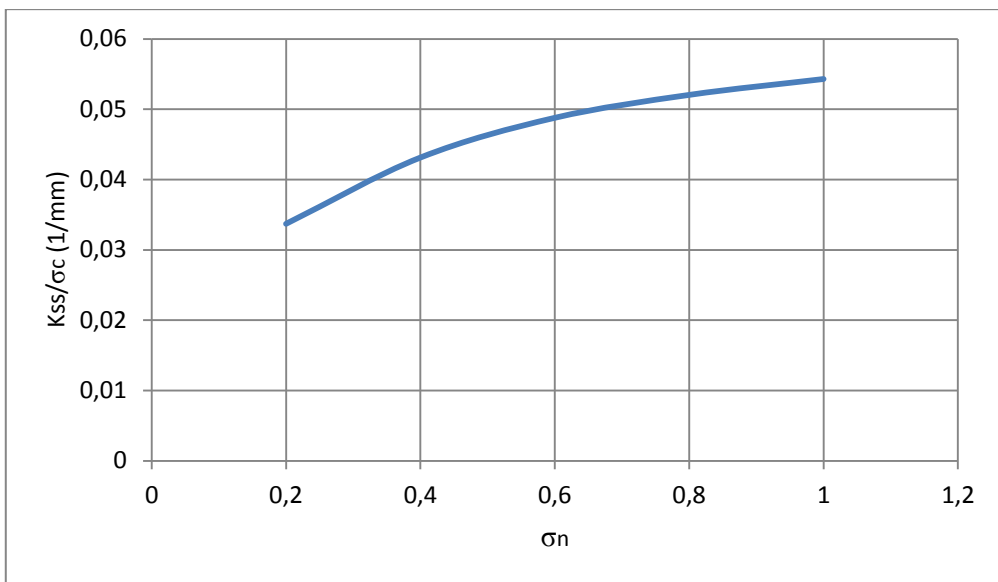


Figura 6-6 Variación de la rigidez al corte movimiento a la izquierda

Las ecuaciones que describen las curvas mostradas en las dos figuras anteriores, se muestran a continuación en las ecuaciones 6.3 y 6.4.

$$K_{ssd} = \alpha_{sd} \sigma_n^{\beta_{sd}} \quad (6.3)$$

$$K_{ssi} = \alpha_{si} \sigma_n^{\beta_{si}} \quad (6.4)$$

Las constantes de las ecuaciones presentadas tienen los siguientes valores, las cuales fueron obtenidos con un proceso de regresión: $\alpha_{sd}= 0.0554$, $\beta_{sd}=0.2852$, $\alpha_{si}=0.0556$ y $\beta_{si}=0.2997$

En igual forma, de acuerdo con Bandis (1993) y lo expuesto en el numeral 5.1, se encontraron las curvas de variación de la rigidez normal de acuerdo con el esfuerzo confinante, para varios ciclos de carga. En la Figura 6-7, se puede observar la variación.

En la mencionada Figura 6-7, en las abscisas se leen los valores de presión normalizada con respecto a la compresión inconfiada (σ_c) y en las ordenadas las rigideces normales igualmente normalizadas con respecto resistencia a la compresión (K_{ss}/σ_c). Se presentan en la figura las curvas para cuatro ciclos de carga en los cuales se puede observar el endurecimiento del material ante repeticiones de carga. Se anota que los estimados de rigidez empleados en las curvas de deformación vertical (dilataciones), son los correspondientes al primer ciclo.

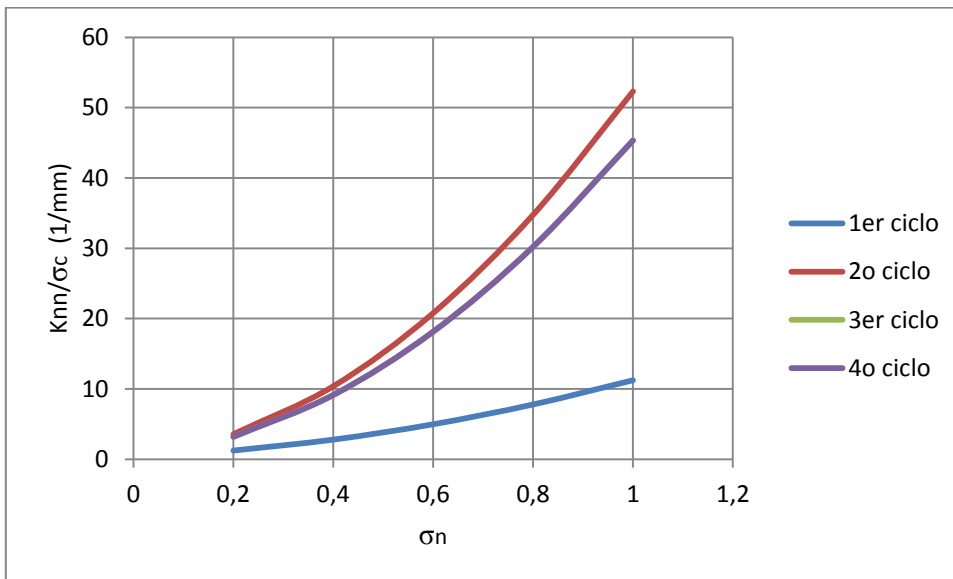


Figura 6-7 Variación de la rigidez normal

La ecuación que describe las curvas mostradas en la figura anterior, se muestran a continuación en la ecuación 6.5.

$$K_{nn} = \alpha_n \sigma_n^{\beta_n} \quad (6.5)$$

Las constantes de la ecuación presentada tienen los siguientes valores para el primer ciclo, las cuales fueron obtenidos con un proceso de regresión: $\alpha_n=10.5348$ y $\beta_n=1.3716$.

En los referente a las curvas de deformación esfuerzo de corte-deformación post-pico según lo expresado en el numeral 5.1 del presenta trabajo, las curvas halladas cumplen leyes hiperbólicas y presentan la siguiente forma.

$$\tau_n = \frac{X}{\Delta + \frac{X}{\sigma_n \tan \varphi_r - A_d \sigma_n^{B_d}}} + A_d \sigma_n^{B_d} \quad (6.6)$$

Donde

$$\Delta = \frac{\sigma_n \tan \varphi_r - A_d \sigma_n^{B_d}}{-4.0264 \times 10^{-6} - 0.0004913 (\sigma_n \tan \varphi_r - A_d \sigma_n^{B_d})} \quad (6.7)$$

De acuerdo con lo expuesto en el numeral 5.1, las curvas dilatación-desplazamiento de corte, cumplen leyes hiperbólicas de la forma.

$$Dil = \frac{X (1 - \sigma_n)^4}{\frac{1}{\tan(\text{imax} + 8.0675)} + \frac{X}{0.499 + 2.3802 X}} \quad (6.8)$$

7. CONCLUSIONES

La idea central del presente trabajo, es el planteamiento de una metodología para la evaluación de las resistencias pico y residuales de estructuras geológicas, lo mismo que la evaluación de las deformabilidades en el sentido normal y en el sentido del corte en las mismas. Se emplearon las sugerencias de varios autores como son Goodman, y Ladanyi y Archambault. En la práctica se ha venido utilizando un metodolgia un poco subjetiva, con la cual entra el juicio del evaluador. Esta metodología se desarrolla con base en gráficos, con los cuales se obtienen los parámetros para los diseños.

Lo logrado en este trabajo, constituye una racionalización en la obtención de las resistencias, para las cuales en el caso concreto finalmente se establecieron envolventes de resistencia de esfuerzos cortantes pico con la presión. En igual forma se pudo cuantificar el comportamiento de las deformaciones.

A partir de las mediciones de las ondulaciones en las discontinuidades en seis segmentos de un tramo en la vía Loboguerrero- Buenaventura, se encontraron los ángulo de rugosidad (i) máximos, los cuales se acoplan a las resistencias del macizo circundante a las diaclasas, para encontrar las resistencias al corte pico, las deformaciones para el esfuerzo de corte pico y las deformaciones post-pico.

A partir de lo medido en campo y lo obtenido en este trabajo, se observa la tendencia del comportamiento, la que va en franca disminución de su valor en el ángulo de rugosidad (i), con lo que se tiene una buena simulación de la destrucción de las ondulaciones con desplazamientos grandes.

Con base en los ángulos de rugosidad (i), se encontraron las resistencias pico promedias, y el comportamiento post-pico. Estas curvas muestran una tendencia con concavidad hacia abajo, lo cual sigue los comportamientos esperados en este tipo de problemas.

También se puede ver la dependencia del comportamiento frágil y del comportamiento dúctil en el valor del ángulo de fricción básica (ϕ_{μ}).

Se obtuvieron también las rigideces para cortante y para esfuerzo normal, las cuales dependen de la magnitud de los esfuerzos confinantes y en el caso de la rigidez normal, tiene una marcada influencia el ciclo de carga en el que se halle el proceso.

Se puede concluir, que sin el conocimiento de las geometrías de las discontinuidades, no se tiene una buena aproximación a los comportamientos umbrales y residual de resistencia y en igual forma, no se tendría un conocimiento sobre las deformabilidades de las discontinuidades, básico en modelaciones con flujo de agua acoplado en las mismas.

Las envolventes de resistencia pico halladas en este trabajo, como era de esperarse presenta un comportamiento de concavidad hacia abajo. Se resalta que estas curvas se concibieron para parámetros normalizados de presión normal y corte con respecto a la compresión inconfiada del material.

El rango de aplicación para las envolventes de resistencia pico, varía entre una presión $\sigma_n=0$ y una presión $\sigma_n =0.3$, en virtud del valor del ángulo de fricción básica aplicado (ϕ_μ) de 30° . Se resalta que σ_n es la presión normalizada con respecto a la compresión inconfiada (σ_c) de la materia rocosa circundante a la discontinuidad estructural.

En materia de deformabilidades al corte, se tiene el comportamiento dependiente del esfuerzo normal aplicado.

En cuanto a las deformabilidades en el sentido normal a la discontinuidad, se tiene igualmente un comportamiento dependiente de las presiones aplicadas.

8. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Asadollahi P., Invernizzi M. C. A., Adotto S., Tonon F., (2010a), "Experimental validation of modified Barton's model for rock fractures", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol 43, 597-613.
- Asadollahi P., Tonon F., (2010b), "Constitutive model for rock fractures: revisiting Barton's empirical model", *Engineering Geology*, Vol 113, 11-32.
- Bandis S., (1990), "Scale effects in the strength and deformability of rocks and rock joints", *Scale effects in rock masses*, Pinto da Cunha editor, A. A. Balkema. Norway, 59-75.
- Bandis S., (1993), "Engineering properties and characterization of rock discontinuities", *Comprehensive Rock Engineering*, Vol I, J. A Hudson Editor, Oxford, Pergamon Press, 155-183.
- Barrero D., (1979), "Geology of the Central and Western Cordillera, West of Buga and Roldanillo, Colombia", *Publicaciones Geológicas Especiales de Ingeominas*, 4, 1-75.
- Barton N., (1973), "Review of a new shear strength criterion for rock joints", *Engineering Geology*, Vol 7, 287-332.
- Barton N., (1978), "The shear strength of rock and rock joints", Norwegian Geotechnical Institute, Publication N° 119, 1-25.
- Barton N., (1988), "Predicting the behaviour of underground openings in rock", Norwegian Geotechnical Institute, Publication N° 172, 1-21.
- Barton N., (1990), "Scale effects or sampling bias?", *Scale effects in rock masses*, Pinto da Cunha editor, A. A. Balkema. Norway, 31-57.
- Barton N., (2013), "Shear strength criteria for rock, rock joints, interfaces and rock masses", *Constitutive Modeling of Geomaterials*, Q. Yang, H. Zheng, J. Zheng, Y. Yao Editors, Springer Series in Geomechanics and Geoengineering, 1-12.

- Barton N., Choubey V., (1978), "The shear strength of rock joints in theory and practice", Norwegian Geotechnical Institute, Publication N° 119, 1-54.
- Barton N., Lien R., Lunde J., (1974), "Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support", Norwegian Geotechnical Institute, Publication N° 106, 1-48.
- Barton, N. R., Bandis, S., Bakhtar, K. (1985), "Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints". Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 22(3): 121–140.
- Bieniawski Z. T. (1984), "Rock mechanics design in mining and tunneling", A. A. Balkema, 1-272.
- Bieniawski Z. T., (1989), "ENGINEERING ROCK MASS CLASSIFICATIONS", JOHN WILEY AND SONS, 1-392.
- Brown, A. (1982), "The influence and control of groundwater in large slopes", In Stability in Surface Mining C.O. Brawner editor, Society of Mining Engineers, AIME, 19-41.
- Byerlee, J.D. (1967). Frictional characteristics of granite under high confining pressure, Journal of Geophysical Research, v. 72, N° 14.
- Carr J. R., Warriner J. B., (1987), "Rock mass characterization using fractal dimensions", Rock Mechanics, 28th Symposium on Rock Mechanics, Tucson Arizona, Daemen J. J. K., Desai C. S., Glass C. E., Newman S. D., Editors, A. A. Balkema, 73-80.
- Cook, N.G.W., (1965), "The failure of rock", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr, Vol 2, 389-403.
- Cook, N.G.W., Hoek, E., Pretorius, J.P.G., Ortlepp, W.D. and Salamon, M.D.G., (1966), "Rock mechanics applied to the study of rockbursts". J. S. Afr. Inst. Min. Metall. Vol 66, 436-528.
- Cunha A., (1990), "Closing lecture", Scale effects in rock masses, Pinto da Cunha editor, A. A. Balkema. Norway, 3-27.

- Dearman W. R., (1974), "WEATHERING CLASSIFICATION IN THE CHARACTERISATION OF ROCK FOR ENGINEERING PURPOSES IN BRITISH PRACTICE", Bulletin of the International Association of Engineering Geology, 33-42.
- Dearman W. R., Shibakova V. S., (1989), "THE TROPICAL ENVIRONMENT", in "ENGINEERING GEOLOGY OF THE EARTH", NAUKA PUBLISHERS, MOSCOW, 1-247.
- Dight P. M., Chiu H. K., (1981), "Prediction of shear behavior of joints using profiles", International Journal of Rock Mechanics and Geomechanical Abstracts, Vol 15, 303-307.
- Freeze, A.R. and Cherry, J.A. (1979), "Groundwater", Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, 1-604.
- Gane, P.G., Hales, A.L. and Oliver, H.A., (1946), "A seismic investigation of Witwatersrand, earth tremors", Bull. Seism. Soc. Am., Vol 36, 49-80.
- Giani G. P., (1992), "Rock slope stability analysis", A. A. Balkema, 1-361.
- Goodman R. E., (1989), "Introduction to rock mechanics", second edition, John Wiley and Sons, 1-562.
- Griffith A.A., (1921), "The phenomenon of rupture and flow in solids" Phil. Trans. Roy, Soc., A221, 163-198.
- Griggs, D.T., (1936), "Deformation of rocks under high confining pressures", J. Geol. Vol 44, 541-577.
- Haimson, B.C., (1978), "The hydrofracturing stress measuring method and recent field results", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol 15, 167-178.
- Hoek E., (1968), "Brittle failure of rock", Rock Mechanics in Engineering Practice, K. G. Stagg , O. C. Zienkiewicz editors, John Wiley and Sons, 99-124.
- Hoek E., (1994), "Strength of rock and rock masses", ISRM News Journal, Vol 2(2), 4-16.

- Hoek E., (2007), "Practical rock engineering", www.rocscience.com, 1-313.
- Hoek E., Bray J., (1981). "Rock slope engineering", Institution of Mining and Metallurgy, Chapman &Hall, Third edition. 1-358.
- Hoek E., Brown E. T., (1980), "Empirical strength criterion for rock masses". Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 106, 1013-1035.
- Hoek E., Brown E. T., (1982), "Underground excavations in rock", Institution of Mining and Metallurgy, Chapman &Hall, Revised and reprinted, 1-527.
- Hoek E., Brown E. T., (1988), "The Hoek-Brown criterion a 1988 update". In Rock engineering for underground excavations, proceedings 15th Canadian rock mechanics symposium, University of Toronto, 31-38.
- Hoek E., Kaiser P. K., Bawden W. F., (1995), "Support of underground excavations in hard rock", A. A. Balkema, 1-215.
- Hoek E., Wood D., Shah S., (1992), "A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses", Proceedings of rock characterization symposium, International Society for Rock Mechanics, Eurock 92, J. A. Hudson editor, 209-214.
- Hoek E., Carranza-Torres C. and Corkum B., (2002), "The Hoek-Brown failure criterion", Proc. 5th North American Rock Mechanics Sym. and 17th Tunneling Assn of Canada conf, 267-271.
- INGEOMINAS (2001), "Mapa geológico del departamento del Valle del Cauca- Memoria Explicativa", 1-148.
- Jaeger C., (1972), "Rock Mechanics and Engineering", Cambridge: at the University Press, 1-417.
- Jaeger J. C., (1971), "Friction of rocks and stability of rock slopes", Geotechnique, Vol 21, 97-134.
- Ladanyi B., Archambault G., (1969), "Simulation of behavior of a jointed rock mass", Rock Mechanics- Theory and Practice, 11th USA Symposium on

Rock Mechanics, Berkeley, California, Society of Mining Engineers of AIME, 105-125.

- Lama R. D., Vutukuri V. S., (1978), "Handbook on mechanical properties of rocks", Trans Tech Publications, Clausthal, 1-481.
- Leeman E.R. and Hayes D.J., (1966), "A technique for determining the complete state of stress in rock using a single borehole", Proc. 1st Cong. Int. Soc. Rock Mech, Vol , 17-24.
- Londe P., (1965), "Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse", Annales des Ponts et Chaussées Vol 135 (1), 37-60.
- Londe P., Vigier G. and Vormeringer R., (1969), "The stability of rock slopes, a threedimensional study", J. Soil Mech. Foundns Div., ASCE 95 (SM 1), 235-262.
- Londe P., Vigier G. and Vormeringer R., (1970), "Stability of slopes - graphical methods", J. Soil Mech. Fndns Div., ASCE 96 (SM 4), 1411-1434.
- Lutton R.J., Banks D.C., and Strohm W.E., (1979), "Slides in the Gaillard Cut, Panama Canal Zone", In Rockslides and Avalanches B. Voight editor, Vol 2,151-224.
- Mac Williams P. C., Miller S. M., Kerkering J. C., (1990), "Fractal characterization of rock roughness for estimating shear strength", Mechanics of jointed and faulted rock, Proceedings of the International Conference, A. A. Balkema, 331-336.
- Maerz N. H., Franklin J. A., Bennet C. P., (1990), "Joint roughness measurement using shadow profilometry", International Journal of Rock Mechanics and Geomechanical Abstracts, Vol 27, 329-344.
- Marinos P., Hoek E., (2001), "Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as Flysch", Bull. Engng. Geol. Env. Vol 60, 85-92.
- Masur C.I., Kaufman R.I., (1962), "Dewatering", In Foundation Engineering G.A. Leonards editor, McGraw- Hill, 241-350.

- Morrison R.G.K., (1976), "A philosophy of ground control: a bridge between theory and practice", Montreal: Dept.Min. Metall. Engng, McGill University, 1-182.
- Muller J., (1979). "Josef Stini. Contributions to engineering geology and slope movement investigations". In Rockslides and Avalanches, B. Voight editor, Vol 2, 95-109.
- Nelson H. W., (1957), "Contribution to the geology of the Central and Western Cordillera of Colombia in the sector between Ibaguè and Cali", Leidse Geologische Mededeelingen, 22, 1-76.
- Obert L., Duvall W.I., (1967), "Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock", John Wiley and sons, 1- 65.
- Palmstrom A., Broch E., (2006), "Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system". Tunnels and Underground Space Technology, Vol 21, 575-593.
- Patton F. D., (1966), "Multiple modes of shear failure in rock", 1st International Congress on Rock Mechanics, Lisbon, 509-513.
- Reeves M. J., (1985), "Rock surface roughness and frictional strength", International Journal of rock mechanics and Mining Sciences, Vol 22, 429-442.
- Salamon M.D.G., Munro A.H., (1967), "A study of the strength of coal pillars", J. S. Afr. Inst. Min. Metall, Vol 65, 55- 67.
- Terzaghi K., (1936). "Presidential Address". Proc. 1st Int. Conf. for Soil Mechanics and Foundations Engineering, Cambridge, Mass. Vol 1, 22-23.
- Terzaghi K., (1945), "Stress conditions for the failure of saturated concrete and rock". Proc. Am. Soc. Test. Mater., Vol 45 , 777-801.
- Terzaghi R., Voight B., (1979), "Karl Terzaghi on rockslides: the perspective of a halfcentury", In Rockslides and Avalanches B. Voight editor, Vol 2, 111-131.

- Tse R., Cruden D. M., (1978), "Estimating joint roughness coefficients", International Journal of rock mechanics and Mining Sciences, Vol 16, 303-307.
- Wu T. H., Ali E. M., (1978), "Statistical representation of joint roughness", International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol 15, 259-262.
- Xie H., (1993), "Fractals in rock mechanics", A. A. Balkema, 1-453.