



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE MINAS**

**MODELAMIENTO NUMÉRICO DE FRAGMENTACIÓN PRIMARIA EN CAVING
MEDIANTE LA TÉCNICA DE MACIZOS ROCOSOS SINTÉTICOS**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL DE MINAS

CRISTIÁN ALEJANDRO LÓPEZ PEÑAFIEL

**PROFESOR GUÍA:
JAVIER VALLEJOS MASSA**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN
RAÚL CASTRO RUIZ
NICOLÁS MONTECINO BASTÍAS**

**SANTIAGO DE CHILE
JULIO 2013**

RESUMEN

La fragmentación primaria en los métodos de hundimiento es uno de los parámetros más relevantes en el diseño y operación. Su importancia reside principalmente en que todas las operaciones posteriores, ya sea extracción, conminución, reducción secundaria y transporte son afectados directamente por el tamaño de los bloques extraídos. Esto motiva a investigar su estimación, además de registrar empíricamente su comportamiento.

El objetivo general de esta memoria es aplicar la técnica de modelamiento numérico de macizos rocosos sintéticos (SRM) para estimar el comportamiento y la fragmentación primaria producto de la propagación del *caving*, para el dominio geotécnico Complejo Máfico El Teniente (CMET). Para calibrar la técnica SRM es necesario disponer de resultados de ensayos de laboratorio y observaciones de terreno. Se presentan y discuten las metodologías utilizadas para estimar los parámetros input que permiten calibrar la técnica SRM. De manera de obtener tiempos de simulación razonables y acercarse lo más posible a escala de macizo rocoso, se selecciona una probeta con un diámetro igual a 10 veces el bloque promedio de roca presente en el arreglo estructural de vetillas entregado por la Mina El Teniente. A esta escala se realizan ensayos virtuales para estudiar el comportamiento mecánico de la muestra y la fragmentación primaria resultante con la propagación del *caving*.

Es posible concluir que la técnica SRM es consistente con los fundamentos de la mecánica de rocas. La principal ventaja del método es que permite estimar el comportamiento y parámetros del macizo rocoso como resultado de los datos de entrada de una caracterización geotécnica estándar. El comportamiento de vetillas y los parámetros mecánicos que las describen ha sido identificado como uno de los inputs con mayor incerteza. A partir de ensayos virtuales se estimaron envolventes de falla y parámetros del macizo rocoso los cuales fueron consistentes con metodologías convencionales basadas en sistemas de clasificación y con otras técnicas de modelamiento numérico (Modelo Numérico Continuo a Escala Mina). Los ensayos de fragmentación presentaron resultados poco realistas, ya que, estos privilegiaron la producción de finos y un cambio muy brusco en la distribución granulométrica, con la formación de dos bloques principales de gran tamaño. Los factores y variables que hicieron que estos resultados fueran desfavorables se atribuyen al tamaño de las muestras empleadas en las simulaciones y al uso de un ensayo muy simplificado para reproducir el fenómeno de propagación del *caving*.

Este estudio, ha permitido dar los primeros pasos en la aplicación de la técnica de macizos rocosos sintéticos a un ambiente *stockwork* tipo de la Mina El Teniente, y tratar de comprender de una mejor manera los procesos de ruptura y fragmentación durante la propagación del *caving*. Considerando todas las complejidades que esto involucra, los resultados son prometedores. Es importante realizar estudios adicionales a través de ensayos a escala de laboratorio, evidencia en terreno y un mayor número de simulaciones.

ABSTRACT

Primary fragmentation in caving methods is one of the most relevant parameters in design and operation of the mine. Its importance resides principally in that all subsequent operations, whether extraction, comminution processes, secondary blasting and transportation are affected directly by the size of the extracted blocks. This motivates to investigate its estimation, and to register its behavior empirically.

The main objective of this study is to apply the numerical modeling technique of synthetic rock mass (SRM) in order to estimate the behavior and primary fragmentation for the geotechnical domain Complex Mafic of El Teniente (CMET). To calibrate the SRM technique it is necessary to have laboratory tests results and field observations. The methodologies used to estimate the input parameters for calibrating the SRM technique are presented and discussed. In order to obtain reasonable simulation times and approximate to a rock mass scale, a sample with a diameter equal to 10 times the average rock block present in the structural vein network provided by the El Teniente Mine. At this scale, virtual tests are performed to study the mechanical behavior of the sample and the primary fragmentation due to caving propagation.

It is possible to conclude that the SRM technique is consistent with the rock mechanics fundamentals. The main advantage of the method is that it enables to estimate the behavior and parameters of a rock mass as a result of the input data of a standard geotechnical characterization. The behavior of veins, and the mechanical parameters that describe them, have been identified as the input parameter with major uncertainty. Failure envelopes and parameters of the rock mass estimated from virtual tests were consistent with conventional methodologies based on classification systems, and with others numerical modeling techniques (Scale Mine Continuous Numerical Model). Fragmentation tests presented unrealistic results, since these privileged the production of fines, and an abrupt change in the granulometric distribution, with the formation of two principal blocks of great size. The factors and variables that made these results unfavorable are attributed to the size of the samples employed in the simulations and to the use of a oversimplified test to reproduce the phenomena of caving propagation.

This study has been taken as a first step in the application of the synthetic rock mass technique to a stockwork environment type of El Teniente Mine, and try to understand in a better manner the processes of rupture and fragmentation during caving propagation. Considering all the challenges this encompasses, the results are promising. It is important to realize additional studies through tests laboratory scale, field evidence and a major number of simulations.

A mis padres y familia con amor...

AGRADECIMIENTOS

Al meditar sobre los logros al final de varias etapas, me doy cuenta que estos se han construido gracias al trabajo y apoyo de personas que me rodean, por la misma razón entiendo cuan seriamente debo retribuirles tanto o más de lo que he recibido...Soy consciente que una hoja escrita no es suficiente, sin embargo mis sentimientos de aprecio quedarán plasmados en la eternidad.

Agradezco a la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile junto al departamento de Ingeniería Civil de Minas y todas las personas que lo componen, especialmente a Juanita por hacer que este último funcione como reloj Suizo.

Hago especial mención al Profesor Javier Vallejos, por guiarme a lo largo de este trabajo y que gracias a sus intensivas correcciones y apoyo esto se pudo concretar, la experiencia y enseñanzas que me ha transmitido, son invaluable. Agradezco también a Kimie Suzuki por su cordialidad y disposición en clarificar dudas además de apoyarme con material de estudio desde un principio, a Diego Mas Ivars por mostrarse siempre gustoso en responder dudas y a Nicolás Montecino por su buen temple y transmisión de apoyo.

Agradezco a mis amigos de la Universidad, que hicieron de esta etapa agradable y llevadera. A los chicos del AMTC que animaban las tardes de trabajo con risas y tallas.

Agradezco de corazón a mis padres, quienes hicieron de esto posible, sin su amor incondicional, crianza y apoyo no podría haber alcanzado ni una de estas etapas, a mi familia que siempre se preocupó y visito en Santiago, a mi polola Elizabeth que me ha enseñado a mirar la vida con distintos ángulos, a disfrutar cada momento, a ser más optimista y no bajar nunca la guardia frente a las adversidades.

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Motivación del trabajo	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo General.....	2
1.2.2. Objetivos Específicos	3
1.3. Alcances	3
1.4. Contenidos de la memoria	3
2. ANTECEDENTES	5
2.1. EL TENIENTE	5
2.1.1. Ubicación.....	5
2.1.2. Geología local.....	6
2.1.3. Geología del Yacimiento El Teniente	8
2.1.4. Génesis del yacimiento	8
2.1.5. Recursos geológicos y Reservas mineras	9
2.1.6. Minas y sectores productivos.....	10
2.2. Reservas Norte (RENO)	11
2.2.1. Ubicación.....	11
2.2.2. Reservas extraíbles	12
2.2.3. Método de explotación y operación minera	12
2.3. Block Caving	13
2.4. Panel Caving	15
2.5. Variantes del método de explotación Panel Caving	18
2.5.1. Panel Caving convencional.....	18
2.5.2. Panel Caving con hundimiento previo.....	20
2.5.3. Panel Caving con hundimiento avanzado	21
2.6. Resumen de metodologías subterráneas	24
2.7. Fundamentos de Hundimiento	24
2.8. Importancia y tipos de fragmentación	26
2.9. Métodos predictivos de fragmentación de roca	27
2.9.1. Simplificados	27
2.9.2. Laubscher	27
2.9.3. El Teniente.....	29
2.9.4. Block Cave Fragmentation (BCF)	30
2.9.5. JKFRAG	32
2.9.6. Size	33
3. SYNTHETIC ROCK MASS	34
3.1. Roca intacta	36
3.1.1. Contact bond model.....	36
3.1.2. Paralell bond model	38
3.1.3. Enhanced BPM	40
3.2. Discontinuidades	42
3.2.1. Discrete fracture network (DFN).....	42
3.2.2. Smooth Joint Contact Model (SJCM).....	45

3.3.	Tipos de ensayos.....	47
3.3.1.	Ensayos de Tracción y UCS	47
3.3.2.	Ensayos de Triaxiales	48
3.3.3.	Ensayos de Corte	49
3.3.4.	Ensayos de desconfinamiento triaxial.....	49
4.	METODOLOGÍA.....	51
4.1.	Calibración de los bloques de roca	51
4.2.	Calibración de vetillas	52
4.3.	Efecto de escala y tiempos de simulación.....	53
4.4.	Realización de ensayos a escala de macizo rocoso	53
4.5.	Estudio de fragmentación	53
5.	BLOQUE PROMEDIO DE ROCA	56
5.1.	Macroparámetros a escala de laboratorio	56
5.2.	Macroparámetros a escala de bloque promedio	57
5.3.	Geometría de la probeta.....	59
5.4.	Resolución y empaquetamiento	60
5.5.	Tasa de deformación.....	60
5.6.	Razón de rigideces, kn/ks,	61
5.7.	Consideraciones adicionales para la calibración	62
5.8.	Calibración	63
5.8.1.	Resistencia a la tracción directa.....	63
5.8.2.	Módulo de deformación.....	64
5.8.3.	Resistencia a la compresión uniaxial.....	65
5.9.	Resumen microparámetros bloque promedio de roca.....	66
6.	VETILLAS.....	69
6.1.	Macroparámetros de vetillas	69
6.1.1.	Rigidez normal kn y al corte ks.....	70
6.1.2.	Cohesión y ángulo de fricción	76
6.1.3.	Resistencia a la tracción	79
6.1.4.	Dilatancia.....	81
6.2.	Contribución por rugosidad	82
6.2.1.	Rigidez normal kn y al corte ks.....	83
6.2.2.	Ángulo de fricción	84
6.2.3.	Dilatancia.....	84
6.3.	Macroparámetros finales (vetillas + rugosidad)	85
6.4.	Medición de macroparámetros.....	86
6.4.1.	Ensayo de corte directo.....	86
6.4.2.	Ensayo de tracción directa	86
6.4.3.	Ensayo de compresión uniaxial	87
6.4.4.	Metodología de medición	87
6.4.5.	Relación Micro-Macro	90
6.5.	Resumen microparámetros de vetillas	92
7.	EFFECTO DE ESCALA Y TIEMPOS DE SIMULACIÓN.....	93

7.1.	Geometría de las probetas y configuración de ensayos	94
7.2.	Orientación de la probeta.....	95
7.3.	Resultados.....	95
8.	ENSAYOS A ESCALA DE MACIZO ROCOSO	98
8.1.	Configuración de ensayos.....	98
8.2.	Resultados.....	98
8.2.1.	Ensayos de Tracción.....	98
8.2.2.	Ensayos Triaxiales.....	99
8.3.	Comparación con sistemas de clasificación	102
9.	ENSAYOS DE FRAGMENTACIÓN	105
9.1.	Geometría de la probeta y configuración de ensayos	105
9.2.	Definición de trayectorias de esfuerzos.....	106
9.3.	Resultados.....	107
9.3.1.	Trayectoria de esfuerzo 1.....	107
9.3.2.	Trayectoria de esfuerzo 2.....	111
9.3.3.	Trayectoria de esfuerzo 3.....	114
9.4.	Interpretación de los resultados	117
10.	DISCUSIÓN, Conclusiones Y RECOMENDACIONES.....	118
11.	REFERENCIAS	122

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Mapa Ubicación Mina El Teniente	5
Figura 2.2: Marco geológico regional de la zona de estudio.....	7
Figura 2.3: Mineralización alrededor de la brecha braden	9
Figura 2.4: Distribución de proyectos mineros actuales y futuros de mina El Teniente	10
Figura 2.5: Sectores y mina de reservas norte	12
Figura 2.6: Clasificación de métodos de minería subterránea.....	13
Figura 2.7: Esquema disposiciones general de un Block Caving.....	15
Figura 2.8: Disposición general de un Panel Caving típico con LHD	16
Figura 2.9 Resumen de estados tensionales.....	17
Figura 2.10: Secuencia operacional con Panel Caving convencional.	18
Figura 2.11: Estado tensional en Hundimiento Convencional.	19
Figura 2.12: Secuencia operacional con Panel Caving con Hundimiento Previo.	20
Figura 2.13: Estado tensional en Hundimiento Previo.	21
Figura 2.14 Secuencia operacional con Panel Caving con Hundimiento Avanzado.....	21
Figura 2.15: Estado tensional en Hundimiento Avanzado.	22
Figura 2.16: Clasificación de métodos subterráneos por hundimiento, según la forma de quiebre de la columna mineralizada.	24
Figura 2.17: Modelo conceptual del hundimiento.....	26
Figura 2.18 Espaciamiento máximo/mínimo de zonas de tiraje aislado.	28
Figura 2.19 Fragmentación por hundimiento, distribución de tamaños.....	29
Figura 2.20 Diagrama simplificado que muestra las etapas en JKFrag.....	32
Figura 3.1 (a) Muestra creada con PFC ^{3D} , (b) a la cual se le superpone un DFN, (c) resultando un macizo rocoso sintético.	34
Figura 3.2 Laboratorio virtual SRMLab v1.7.....	35
Figura 3.3: Modelo BPM – Contact Bond Model.	37
Figura 3.4: Comportamiento fuerza-desplazamiento, con respecto a los componentes normales y de corte en el contacto entre partículas.....	38
Figura 3.5: Modelo BPM – Parallel Bond Model.	39
Figura 3.6: Comportamiento fuerza – desplazamiento, con respecto a los (a) componentes normales y (b) de corte en el cemento entre las partículas.	40

Figura 3.7: Curva esfuerzo–deformación (en negro) y de deformación axial – volumétrica (en rojo) para un ensayo de compresión uniaxial con β igual a 0 y 1. En azul se destaca el inicio de daño por tracción.	41
Figura 3.8: DFN en 3 y 2 dimensiones con dos set de discontinuidades.	43
Figura 3.9: Parámetros necesarios para la construcción de un DFN. (a) Orientación y número de familias, (b) distribución de largos de las discontinuidades y (c) Intensidad de fracturamiento, en esta caso descrita por el P_{10} obtenido del número de discontinuidades es un sondaje	43
Figura 3.10: Dimensiones del espacio en la que se mide la intensidad de fractura de un DFN....	44
Figura 3.11: Efectos de borde en un DFN	44
Figura 3.12: Representación de discontinuidades en modelos numéricos.	45
Figura 3.13: Smooth Joint Contact Model	46
Figura 3.14: (a) Comportamiento fuerza-desplazamiento en la dirección normal y (b) modelo de Coulomb sin cohesión.	46
Figura 3.15: Aplicación de las deformaciones con (a) Wall Servo y (b) Full Strain, las partículas rojas se denominan grips. Los vectores indican la velocidad de las partículas. (c) Curvas de esfuerzo–deformación para ambos tipos de aplicación de deformaciones.	48
Figura 3.16: Ensayo triaxial donde en (a) se aprecia las esferas de medición y grips en una muestra sometida a compresión y (b) la pared rígida para el confinamiento lateral	48
Figura 3.17: Esquema de un ensayo de corte directo, las partículas superiores (verdes) se utilizan para aplicar confinamiento y las partículas de la caja inferior (rojas) se encuentran fijas	49
Figura 3.18: Etapas en los estados de esfuerzos para realizar un ensayo de desconfinamiento triaxial.	50
Figura 4.1: Relación efecto tamaño para el UCS de roca intacta propuesto por Yoshinaka	51
Figura 4.2: Resumen metodológico.	55
Figura 5.1: Correlación entre la resistencia a la tracción directa, T_d , e indirecta, T_i	56
Figura 5.2: Curva de escalamiento derivada de ensayos de laboratorio de compresión uniaxial en muestra de roca de distintos tamaños para el dominio geotécnico CMET. Se indica el escalamiento para el tamaño del bloque promedio.	58
Figura 5.3: Geometría de la roca intacta para la unidad geotécnica CMET HW. Esferas de medición con respecto al tamaño de una muestra cilíndrica sometida a compresión uniaxial.	59
Figura 5.4: Curvas esfuerzo - deformación con distintos strain rate. (a) Ensayo de tracción. (b) Ensayo de compresión.	61
Figura 5.5: Efecto de knks en la curva esfuerzo–deformación para ensayos de compresión uniaxial.	62

Figura 5.6: Ensayos de compresión uniaxial con distintos ángulos de fricción de los bonds en el modelo enhanced.	63
Figura 5.7: Variación de la resistencia a la tracción directa, T_d , con respecto al microparámetro σ_c	64
Figura 5.8: Variación del módulo de deformación, E , con respecto al microparámetro E_c	65
Figura 5.9: Variación de la resistencia a la compresión uniaxial, UCS, con respecto al microparámetro c	66
Figura 5.10: Comparación de los macroparámetros obtenidos y objetivos junto a su variabilidad.	67
Figura 5.11: Curvas esfuerzo-deformación obtenidas con el modelo enhanced calibrado. (a) Ensayos de tracción directa. (b) Ensayos de compresión uniaxial.	68
Figura 6.1: Vista isométrica del arreglo estructural del dominio geotécnico CMET HW. Los colores verde y azul representan a las vetillas de espesor mayor a 2 [mm] y menor a [2mm], respectivamente.	69
Figura 6.2: Efecto de la razón espesor/amplitud en vetillas de calcopirita en función de la razón del esfuerzo al que está sometida la vetilla en la ruptura.	70
Figura 6.3: Compilación de rigideces de corte realizada por Bandis et al. (1983) que indica la evidencia empírica del efecto de escala en la rigidez de corte. Las diagonales que indican esfuerzo normal fueron extrapoladas de ensayos de 100 [mm] de diámetro. Se agregan los resultados obtenidos en vetillas de C_p de la mina El Teniente.	73
Figura 6.4: Espesores y largos observados en vetillas en la mina El Teniente (Brzovic, 2010) en comparación a los propuestos por: (a) Rango de ley de escalamiento sugerido por Vermilye & Scholz (1995) y (b) Rango de fractales propuesto por Johnston & McCaffrey.	74
Figura 6.5: Modelo ajustado para estimar la rigidez al corte de vetillas de C_p . (a) Rigidez al corte en función del largo de para el espesor promedio de 2.6 [mm]. (b) Rigidez al corte en función del espesor para el largo promedio de 64 [mm].	74
Figura 6.6: Modelo ajustado para estimar la rigidez al corte de vetillas de C_p en función del largo para un esfuerzo normal de 10 [MPa] y espesores de 1 y 2 [mm]. Se indica el escalamiento para el tamaño del bloque promedio.	76
Figura 6.7: Efecto de escala en rocas blandas en los parámetros de: (a) cohesión y (b) ángulo de fricción.	76
Figura 6.8: Exponente k según la ecuación [13] en función de la resistencia a la compresión uniaxial en probetas de 50 [mm] de diámetro, $UCS_{D=50}$	78
Figura 6.9: Curva de escalamiento propuesta para la cohesión de vetillas de C_p . Se indica el escalamiento para el tamaño del bloque promedio.	79

Figura 6.10: Curva de escalamiento propuesta para la resistencia a la tracción directa de vetillas de Cp. Se indica el escalamiento para el tamaño del bloque promedio.....	81
Figura 6.11: Coeficientes de rugosidad medidos en testigos con vetillas con trazas observables mayores a 0.3 [m].	82
Figura 6.12: Simulación de ensayo de corte directo en SRMLab.	86
Figura 6.13: Ensayo de tracción directa para obtener la rigidez normal y la resistencia a la tracción directa en SRMLab.	87
Figura 6.14: Ensayo de compresión uniaxial para obtener la rigidez normal en SRMLab.	87
Figura 6.15: Localización de los smooth joint contacts dentro de una discontinuidad horizontal y su traslape.	88
Figura 6.16: Ejemplo de desplazamiento normal y de corte cuando se tiene un ángulo de dilatación de 10° en un ensayo de corte directo con 0.27 [MPa] de confinamiento.....	89
Figura 6.17: Resistencia peak vs confinamiento para ensayos de corte directo con y sin cohesión	90
Figura 6.18: Relación de áreas vs resolución y seed number.	91
Figura 7.1: Concepto del volumen representativo equivalente (REV).....	93
Figura 7.2: Configuración geométrica de las muestras utilizadas para estudiar el efecto de escala.	94
Figura 7.3: Intersección de cilindros en distintas direcciones con la red de discontinuidades. Dirección 1=dirección X=E-W, dirección 2=dirección Y=N-S, dirección 3=dirección Z=vertical.	95
Figura 8.4: Curvas esfuerzo-deformación de ensayos triaxiales para distintos tamaños de probetas y direcciones.	95
Figura 7.5: Esfuerzo axial peak y módulo de deformación para distintos tamaños de probetas y direcciones. Se incluye el promedio y una desviación estándar con línea negra y punteada, respectivamente.	96
Figura 7.6: Tiempo de simulaciones para los distintos anchos de probeta.	97
Figura 8.1: Curvas esfuerzo-deformación axial por parámetro de vetilla y distintas direcciones de carga, para ensayos de tracción directa.	99
Figura 8.2: Curvas esfuerzo-deformación axial y deformación volumétrica-deformación axial por parámetro de vetilla y distintas direcciones de carga, para ensayos triaxiales.	100
Figura 8.3: Variación porcentual de la resistencia peak y módulo de deformación con respecto a los microparámetros promedio de vetillas en función del confinamiento.	102
Figura 8.4: Comparación de las envolventes de resistencia peak estimadas a partir de distintos métodos.....	104

Figura 8.5: Módulo de deformación estimados con distintos métodos.....	104
Figura 9.1: Tamaño de probeta para ensayos de desconfinamiento triaxial.....	105
Figura 9.2: Tipos de trayectoria de esfuerzos para los distintos dominios geotécnicos durante la propagación del caving.....	106
Figura 9.3: Trayectoria de esfuerzos a simular con un ensayo DTriaxial en SRMLab.....	107
Figura 9.4: a) Curva esfuerzo-deformación, b) Trayectoria de esfuerzos, c) Volumen máximo de fragmentos, d) Granulometría in-situ, e) Granulometría estado de esfuerzos peak, f) Granulometría estado de esfuerzo residual. Trayectoria de esfuerzos 1.	109
Figura 9.5: a) Porcentaje de daño en la roca intacta, b) Porcentaje de daño en vetillas y c) Comparación de daños totales. Trayectoria de esfuerzos 1.....	110
Figura 9.6: a) Curva esfuerzo-deformación, b) Trayectoria de esfuerzos, c) Volumen máximo de fragmentos, d) Granulometría in-situ, e) Granulometría estado de esfuerzos peak, f) Granulometría estado de esfuerzo residual. Trayectoria de esfuerzos 2.	112
Figura 9.7: a) Porcentaje de daño en la roca intacta, b) Porcentaje de daño en vetillas y c) Comparación de daños totales. Trayectoria de esfuerzos 2.....	113
Figura 9.8: a) Curva esfuerzo-deformación, b) Trayectoria de esfuerzos, c) Volumen máximo de fragmentos, d) Granulometría in-situ, e) Granulometría estado de esfuerzos peak, f) Granulometría estado de esfuerzo residual. Trayectoria de esfuerzos 3.	115
Figura 9.9: a) Porcentaje de daño en la roca intacta, b) Porcentaje de daño en vetillas y c) Comparación de daños totales. Trayectoria de esfuerzos 3.....	116
Figura 9.10: Visualización de un ensayo de desconfinamiento triaxial en un estado intermedio. Se aprecia una banda de corte donde se generan finos.....	117
Figura 9.11: Probeta de 10 veces el tamaño promedio mostrada en color amarillo intersectada con el DFN mostrado en azul.....	117

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Recursos Geológicos In-Situ y Material Quebrado.....	9
Tabla 2.2 Recursos Geológicos In-Situ y su categorización	9
Tabla 2.3: Reservas Mineras y su clasificación.....	10
Tabla 2.4: Minas principales, sectores productivos que las componen e información de producción	11
Tabla 2.6 Comparación entre variantes de explotación de Panel Caving	23
Tabla 3.1: Microparámetros de las partículas (BPM) – Contact Bond Model.....	38
Tabla 3.2: Micro–parámetros del cemento (BPM) – Parallel Bond Model.....	42
Tabla 3.3: Variables que caracterizan la geometría de cada una de las discontinuidades.....	45
Tabla 3.4: Propiedades que caracterizan un DFN.	45
Tabla 3.5: Microparámetros que caracterizan un SJCM.	47
Tabla 5.1: Macroparámetros de roca obtenidos de ensayos de laboratorio en muestras de 50mm de diámetro y una razón de aspecto altura:diámetro, $H/D=2$, para el dominio geotécnico CMET.	56
Tabla 5.2: Resumen de macroparámetros objetivos para calibrar el modelo de elementos discretos enhanced model.	58
Tabla 5.3: Microparámetros. (a) De las partículas del modelo de contacto. (b) Del cemento del modelo enhanced.	67
Tabla 6.1: Rigidez normal y al corte de las vetillas de acuerdo a sus características texturales y al mineral predominante. Entre paréntesis se indica el número de ensayos considerados. (De Los Santos , 2011)	70
Tabla 6.2: Resumen de los ensayos de corte directo en vetillas mineral predominante de Calcopirita y $Pa \geq 1$	72
Tabla 6.3: Parámetros de resistencia al corte en función del relleno mineralógico de vetillas con espesores menores 2 [mm] y $20 \text{ [MPa]} < \sigma_n < 110 \text{ [MPa]}$	77
Tabla 6.4: Parámetros de resistencia al corte en función del relleno mineralógico de vetillas con espesores sobre 2 [mm] y $5 \text{ [MPa]} < \sigma_n < 45 \text{ [MPa]}$. Se incluye el valor de la roca intacta	77
Tabla 6.5: Resumen de los ensayos de tracción directa en que hay falla por vetilla de C_p	80
Tabla 6.6: Recomendaciones de Hoek & Brown para estimar el ángulo de dilatancia de macizos rocosos.....	81
Tabla 6.7: Resumen de macroparámetros objetivos.....	85

Tabla 6.8: Resumen del error que se produce al estimar los microparámetros a partir de los macroparámetros.	91
Tabla 6.9: Microparámetros para vetillas.	92
Tabla 8.1: Resumen de resistencia a la tracción directa en tres direcciones para los distintos parámetros de vetillas.	99
Tabla 8.2: Resumen de macro-parámetros obtenidos de ensayos triaxiales en tres direcciones para los distintos parámetros de vetillas.	101
Tabla 8.3: Parámetros utilizados para evaluar la resistencia <i>peak</i> y módulo de deformación según metodologías convencionales.	103
Tabla 9.1: Trayectorias de esfuerzos para simulaciones de fragmentación.	107

NOMENCLATURA

1. Abreviaciones

RENO	: Reservas Norte
CMET	: Complejo Máfico El Teniente
HW	: Hanging Wall
FW	: Foot Wall
PFC	: Particle Flow Code
BPM	: Bonded Particle Model
SJCM	: Smooth Joint Contact Model
DFN	: Discrete Fracture Network
SRM	: Synthetic Rock Mass
REV	: Representative Elementary Volume
GSI	: Geological Strength Index
RMR _B	: Rock Mass Rating según Bieniawski
UCL	: Under Cut Level
NP	: Nivel de Producción
SNV	: Sub-Nivel de Ventilación
NC	: Nivel de Control
NT	: Nivel de Transporte
d.e.	: Desviación estándar

2. Parámetros

D	: diámetro [m]
H	: altura [m]
γ	: peso específico [ton/m ³]
E	: módulo de deformación [GPa]
ν	: razón de Poisson
UCS	: resistencia a la compresión uniaxial [MPa]
c	: cohesión [MPa]
ϕ	: ángulo de fricción [°]
ψ	: ángulo de dilatación [°]
T_i	: resistencia a la tracción indirecta (brasileño) [MPa]
T_d	: resistencia a la tracción directa [MPa]
σ_c	: resistencia a la compresión uniaxial del criterio de falla Hoek & Brown [MPa]
σ_t	: resistencia a la tracción directa del criterio de falla Hoek & Brown [MPa]
m_i	: parámetro del criterio de falla Hoek & Brown [MPa]
σ_v	: esfuerzo vertical [MPa]
σ_h	: esfuerzo horizontal [MPa]
k_s	: rigidez al corte [GPa/m]
k_n	: rigidez normal [GPa/m]
P_{10}	: frecuencia de discontinuidades por metro [1/m]
P_{32}	: superficie de discontinuidades por volumen [m ² /m ³]

3. Microparámetros de las partículas del modelo de contacto BPM

E_c	: módulo de deformación [GPa]
k^s	: rigidez al corte [GPa/m]
k^n	: rigidez normal [GPa/m]
μ	: coeficiente de fricción
ρ	: densidad [kg/m ³]
D_{promedio}	: diámetro promedio [m]
D_{min}	: diámetro mínimo [m]
D_{max}	: diámetro máximo [m]

4. Microparámetros del cemento del modelo de contacto BPM

\bar{E}_c	: módulo de deformación [GPa]
\bar{k}^s	: rigidez al corte [GPa/m]
\bar{k}^n	: rigidez normal [GPa/m]
$\bar{\sigma}_c$: resistencia a la tracción [MPa]
$\Delta\bar{\sigma}_c$: desviación estándar de la resistencia a la tracción [GPa/m]
\bar{c}	: cohesión [GPa/m]
$\Delta\bar{c}$: desviación estándar de la cohesión [GPa/m]
$\bar{\phi}$: ángulo de fricción [°]
$\bar{\beta}$: factor de contribución del momento en el esfuerzo máximo
λ	: factor multiplicador del radio
$B_{\text{pb_all}}$: parámetro que establece el modo de transferencia de carga

5. Modelo de contacto de discontinuidades (SJCM)

\bar{k}_s	: rigidez al corte [GPa/m]
\bar{k}_n	: rigidez normal [GPa/m]
σ_c	: Resistencia a la tracción [MPa]
c_b	: cohesión [MPa]
ϕ_b	: ángulo de fricción [°]
$\bar{\psi}$: ángulo de dilatación [°]
μ	: coeficiente de fricción
M	: modo de contacto

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación del trabajo

En todo método de explotación, existen variables y parámetros relevantes de estimar para asegurar que el proceso minero se desarrolle en forma normal, óptima y segura. La fragmentación específicamente, en las metodologías de *Block* y *Panel Caving* juega un rol fundamental, que influye directamente en el rendimiento y desempeño del método, impactando desde el diseño del *layout* minero hasta los procedimientos operacionales posteriores.

Para el diseño preliminar de toda mina explotada por metodologías de hundimiento, las principales preocupaciones son las estrategias de socavación para inducir el hundimiento natural del macizo rocoso y las estimaciones de la distribución de tamaño de bloques de roca.

Laubscher (1994) propone que los parámetros de diseño y operación que dependen de la fragmentación del mineral son:

- Tamaño y espaciamiento de los puntos de extracción.
- Selección de equipos.
- Procedimientos de control de tiraje.
- Tasas de producción.
- Entrada de dilución.
- Colgaduras y reducción secundaria.
- Procesos de conminución posteriores.

Los anteriores puntos, incitan que la fragmentación sea un tema relevante. Una correcta estimación de la fragmentación puede conllevar a tomar decisiones asertivas de los procesos posteriores además de prevenir eventos que interrumpan el régimen de producción.

Los macizos rocosos son grandes volúmenes de roca que contienen discontinuidades (fracturas, juntas, fallas, planos de estratificación o fisuras, vetillas), las que definen directamente su comportamiento. La dificultad de estimar el comportamiento de un macizo rocoso a su escala original obliga a utilizar sistemas de clasificación de calidad geotécnica (ver por ejemplo: Bieniawski, 1979; Laubscher & Jakubec, 2001; Barton, 2002; Hoek, 1994). Estos sistemas evalúan la competencia del macizo rocoso a partir de observaciones en terreno y ensayos de laboratorio, lo que es utilizado posteriormente en correlaciones y gráficos empíricos que permiten estimar las propiedades mecánicas del macizo rocoso y los parámetros de diseño minero. Si bien estas herramientas han sido extremadamente valiosas para la proyección de diversos proyectos de

ingeniería, el supuesto de que un índice único puede capturar el comportamiento estructural de un macizo rocoso complejo y reflejar las condiciones del diseño minero es debatible.

Los modelos matemáticos permiten simular al sistema roca intacta-discontinuidades como elementos discretos en el macizo rocoso. Dentro de estas se encuentra la técnica de macizos rocosos sintéticos (SRM) que es una nueva herramienta que permite simular el comportamiento mecánicos de macizos rocosos. La técnica utiliza un modelo de partículas discretas adheridas para representar al material intacto (Potyondy y Cundall, 2004) y un modelo de contacto de discontinuidades para representar al sistema de discontinuidades (Mas Ivars et al., 2008). De esta manera el comportamiento macroscópico de un espécimen de SRM depende de la creación de nuevas fracturas a través de material intacto y del deslizamiento y apertura de las discontinuidades pre-existentes.

Esta memoria se enmarca dentro del proyecto denominado “Servicios de ensayos de laboratorio en estructuras geológicas y asesoría en la aplicación de la técnica de modelado numérico de Macizos Rocosos Sintéticos (SRM). CODELCO Chile, División El Teniente, Contrato 450111085”, el cual busca modelar el macizo rocoso de la mina El Teniente. Las muestras utilizadas corresponden a la litología del CMET, específicamente de las zonas Pilar Norte y Dacita de la Mina El Teniente. Este proyecto consta de cuatro etapas:

- Ensayos de laboratorio.
- Descripción geológica de muestras.
- Modelamiento numérico con la técnica SRM a escala de laboratorio.
- Modelamiento numérico con la técnica SRM a escala de macizo rocoso.

El presente trabajo de memoria de título corresponde a la cuarta etapa del proyecto ya mencionado, y busca aplicar la técnica de modelamiento numérico SRM para estimar el comportamiento del macizo rocoso y la fragmentación primaria resultante en muestras calibradas para el dominio geotécnico Complejo Máfico El Teniente (CMET).

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

El objetivo general de esta memoria es aplicar la técnica de modelamiento numérico de macizos rocosos sintéticos para estimar el comportamiento y la fragmentación primaria para el dominio geotécnico Complejo Máfico El Teniente (CMET).

1.2.2. *Objetivos Específicos*

A continuación se presentan los objetivos específicos en que se enmarca este trabajo:

- Calibrar la herramienta de modelamiento numérico SRM.
- Analizar el comportamiento de probetas a escala de macizo rocoso.
- Analizar el efecto de escala en las simulaciones.
- Estimar la fragmentación in-situ y primaria con la técnica SRM.
- Evaluar la sensibilidad de las estimaciones del comportamiento del macizo rocoso y fragmentación primaria con respecto a los parámetros de entrada de las vetillas y trayectorias de esfuerzos inducidas.
- Comparar los resultados de las estimaciones SRM con curvas estimadas empíricamente en los puntos de extracción en Teniente.

1.3. **Alcances**

El estudio evaluará y simulará el comportamiento y la fragmentación primaria de un macizo rocoso para un dominio geotécnico con redes de discontinuidades discretas (DFN) del Complejo Máfico El Teniente (CMET), centrándose en la zona cabeza (HW) de la mina reservas norte (RENO) el cual será sometido a trayectorias de esfuerzos predefinidas. Esto incluye el análisis de nuevas fracturas debido al daño producido en el macizo a causa de esfuerzos que siguen una trayectoria específica. El estudio se centra en la predicción de fragmentación primaria y por lo tanto no incluye la predicción de fragmentación secundaria generada por conminución inducida por el flujo de material hacia los puntos de extracción.

Para el estudio se utiliza la herramienta computacional de modelamiento de elementos discretos, PFC3D v4.0 [*Particle flow code in 3 dimension*, Itasca (2008)] mediante la interfaz *SRMLab* v1.7b la cual incorpora la metodología de macizos rocosos sintéticos (SRM) desarrollada por; Pierce et al. (2007), Mas Ivars et al. (2007), Mas Ivars et al. (2008), Mas Ivars (2010).

1.4. **Contenidos de la memoria**

A continuación se presenta una síntesis del contenido de cada capítulo:

El presente capítulo, INTRODUCCIÓN, muestra la motivación de este estudio, además de plantear los objetivos generales y específicos de la memoria y el alcance de esta.

El capítulo 2, ANTECEDENTES, describe la división El Teniente junto con su geología, además de las principales características de la unidad de producción específica Reservas Norte

(RENO) donde se realizará este estudio. Se presenta la revisión bibliográfica realizada para poner en contexto la tesis, definiendo y explayándose en los métodos de hundimiento pasando por todas las variantes de *panel caving* y finalizando con metodologías ya existentes de estimación de fragmentación.

La técnica de modelamiento utilizada en esta memoria, SYNTHETIC ROCK MASS, es presentada en el capítulo 3, incluyendo sus componentes principales, el trasfondo teórico y la interfaz del programa *SRMLab v1.7b*.

En el capítulo 4, METODOLOGÍA, se presenta un resumen metodológico de cómo se plantea la solución del problema, mostrando los principales pasos antes de realizar los ensayos de fragmentación.

Los capítulos 5 y 6, BLOQUE PROMEDIO DE ROCA y VETILLAS, muestran el escalamiento de los macroparámetros del bloque promedio de roca y vetillas, junto con la calibración de los microparámetros de los modelos numéricos.

Con los modelos de roca y vetillas calibrados, se procede a estudiar el EFECTO DE ESCALA Y TIEMPOS DE SIMULACIÓN en el capítulo 7. Se utilizan los microparámetros de roca intacta y discontinuidades para conformar probetas de distintos tamaños, con el objetivo de analizar la variación del macro-comportamiento y los tiempos de resolución respecto al tamaño de la probeta.

El capítulo 8, ENSAYOS A ESCALA DE MACIZO, resume la configuración y los resultados de ensayos virtuales con probetas de 10 veces el tamaño de bloque promedio. El objetivo es analizar la variabilidad del comportamiento de la probeta con respecto a los microparámetros de vetillas y comparar los resultados con los obtenidos con sistemas de clasificación convencionales y modelamiento numérico continuo a escala mina.

Los ENSAYOS DE FRAGMENTACIÓN se describen en el capítulo 9. Se presentan y discuten los resultados de los ensayos de desconfinamiento triaxial que pretenden recrear un entorno de fragmentación.

Por último el capítulo 10, destaca las principales conclusiones que se obtuvieron durante este estudio, además se realizan recomendaciones para trabajos futuros en predicción de fragmentación.

2. ANTECEDENTES

2.1. EL TENIENTE

División El Teniente es uno de los complejos minero-metalúrgicos de la Corporación Nacional del Cobre de Chile (CODELCO), este complejo consta con las instalaciones y la infraestructura para concentrar y fundir minerales de cobre y molibdeno.

Actualmente se extraen 132 [kt/día] de mineral y 5.6 [kt/día] de escoria para producir en concentrado 412.7 [kt/año] de cobre y 5.6 [kt/año] de molibdeno.

2.1.1. Ubicación

La mina El Teniente se encuentra ubicada en la comuna de Machalí en la cordillera de Los Andes en la VI región Libertador Bernardo O'Higgins a unos 80[km] al sureste de la ciudad de Santiago, con coordenadas geográficas 34° 05' latitud sur , 70°21' longitud oeste y a una cota aproximada de 2100 [msnm]. La mina embarca su producción de cobre por el puerto de San Antonio, en la V Región. Su acceso principal se emplaza a través de la carretera del Cobre Presidente Eduardo Frei Montalva, la cual conecta Rancagua con la división en un trayecto de 44 [km]. La Figura 2.1 muestra el emplazamiento de las instalaciones principales de la división en la VI región de Chile.



Figura 2.1: Mapa Ubicación Mina El Teniente (Google maps, 2013)

2.1.2. Geología local

La franja cordillerana donde se emplaza el yacimiento, se encuentra caracterizada principalmente por potentes secuencias de rocas volcánicas estratificadas, intercaladas con secuencias marinas y continentales, generadas a partir del triásico superior. Estas se encuentran intruidas por cuerpos hipabisales y plutónicos de edad cenozoica.

Se definen varias formaciones a lo largo de la franja cordillerana, las cuales se mencionan a continuación de la más antigua a la más reciente:

- Formación Nacientes del Teno
- Formación Rio Damas
- Formación Leñas-Espinoza
- Formación Baños del Flaco
- Formación Colimapu
- Formación Coya-Machalí
- Formación Farellones
- Formación Colon Coya
- Depósitos no consolidados.

A nivel de distrito, existen formaciones conformadas por rocas intrusivas y extrusivas asignadas a la Formación Farellones del Mioceno medio a tardío la cual corresponde a la roca predominante y la que aloja el yacimiento. Las rocas extrusivas corresponden principalmente a una secuencia de volcanoclásticas y coladas de lava de composición basáltica a riolítica, mientras que las intrusivas afloran en los alrededores de Sewell y corresponden a stocks, diques y chimeneas de brechas que intruyen la formación de farellones, estos son agrupados como complejos ígneos intrusivos del paleógeno-neógeno, los que en su mayor parte son pórfidos andesíticos de textura porfídica, media a gruesa (Cuadra, 1986).

La formación de farellones es reconocida como la primera frecuencia estratificada y está dividida por tres miembros los que se separan por discordancias angulares de carácter local. Los cuales son:

- Miembro Inferior: Consistente en coladas andesíticas macizas que afloran en las laderas de las quebradas de Coya y Teniente al noreste de Sewell (Ojeda et al, 1980). Este miembro se conoce también como Complejo Máfico El Teniente (CMET).
- Miembro Medio: Con coladas andesíticas epidotizadas e intercaladas con lacustres rojizas con afloramientos que se reconocen hacia la cabecera del río Teniente, con un espesor aproximado de 800 metros limitando hacia la base y el techo con los miembros inferior y superior.

- Miembro Superior: Con coladas andesíticas y basálticas intercaladas con aglomerados y piroclásticas en una secuencia de 800[m]. Reconocido principalmente en la ladera oeste de la Quebrada Coya y sobre yace discordantemente al miembro medio.

Además de la formación descrita, se aprecian depósitos no consolidados a semi-consolidados Laháricos con espesores que van desde los pocos centímetros a los 150 [m], por último se tienen depósitos recientes sin consolidar, con una extensión solamente inferior a la formación de farellones, estos depósitos corresponden a materiales fluvio-glaciares y deslizamientos de roca y suelo que se disponen en el fondo del valle (Ojeda et al. 1980).

Estructuralmente hablando, la formación de farellones presenta pliegues suaves con ejes de rumbo NNW a NW e inclinaciones de flancos que no sobrepasan los 30°, la formación coya Machalí por otro lado presenta pliegues anticlinales y sinclinales con rumbo NNW a NNE, con inclinaciones más pronunciadas entre 35° a 75°. El yacimiento en sí se encuentra emplazado en una compleja zona de cizalle de características distritales de dirección aproximada N60E, denominada zona de falla teniente (Garrido et al. 1994). Esta zona de falla limita al NW con la quebrada Teniente y al SE con la falla Agua Marga. Esta estructura está altamente relacionada con la alteración hidrotermal de la zona.

La Figura 2.2 muestra un resumen de la distribución de las formaciones y estructuras, anteriormente descritas.

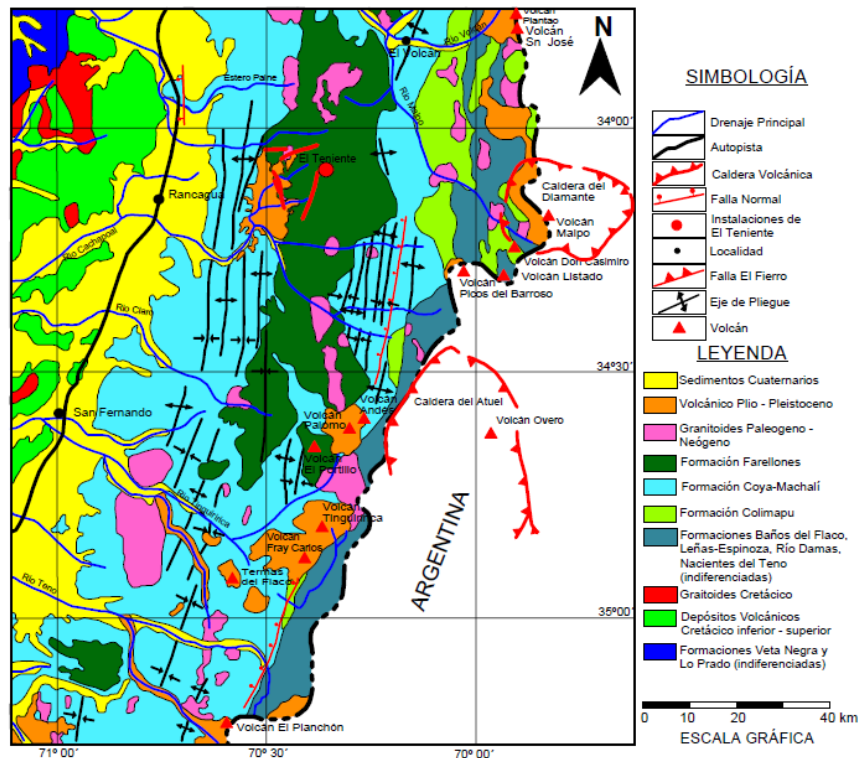


Figura 2.2: Marco geológico regional de la zona de estudio (Charrier et al., 1996)

2.1.3. Geología del Yacimiento El Teniente

El teniente se define como un yacimiento hipógeno de cobre y molibdeno, los modelos geológicos sugieren una génesis producto de sucesivos eventos de deformación, intrusión de subvolcánicos máficos y félsicos, mineralización y alteraciones superpuestas, ocurridos en un lapso de al menos 5.3 [Ma], donde los recursos se generaron en un período de 1.2 [Ma] (Canell et al., 2005).

El cuerpo mineralizado de El Teniente tiene una extensión de tres kilómetros de largo por dos de ancho y una expresión vertical reconocida de aproximadamente de dos kilómetros, en esta extensión se aprecian cinco litologías principales, las cuales se nombran a continuación.

- Complejo Máfico El Teniente (ex Andesitas de la Mina)
- Complejo Félsico
- Complejo Brecha Braden
- Cuerpos de Brechas
- Intrusivos Menores

En la siguiente sección se explicará la importancia de alguna de estas, además de su asociación en la génesis del yacimiento.

2.1.4. Génesis del yacimiento

El teniente se ubica en el cordón de pórfidos de Chile central que data de la época del Mioceno-Plioceno, este cordón limita la frontera entre dos segmentos tectónicos mayores de los Andes: La zona Sur Volcánica como límite hacia el Sur y el Segmento de Placa Plana hacia el norte. Es definido como uno de los yacimientos más importantes del país y se incluye tradicionalmente dentro de los yacimientos de pórfido cuprífero (Maksaev et al., 2004). Maksaev propone que el yacimiento se originó por la sucesiva intrusión de cuerpos félsicos, seguido por episodios de mineralización genéticamente relacionados, cada uno asociado con una alteración hidrotermal.

El yacimiento presenta una mineralización del tipo *stockwork*, consistente en un enrejado tridimensional de fracturas, vetillas y micro-vetillas rellenas con pirita, calcopirita, bornita y molibdenita formando un gran cuerpo mineralizado con forma elíptica al verlo desde planta. Este conjunto de rocas enrejadas es el renombrado CMET, el cual presenta en su parte central otro complejo, conocido como el Complejo Brechas Braden, con una edad tardimagmática de 4.6 a 4.7 [Ma] (Cuadra, 1986). Este complejo se exhibe en forma de cono invertido con 1[km] de diámetro y 2 [km] de profundidad, se le conoce también como “pipa” y gracias a sus propiedades geomecánicas, proporciona un buen soporte para emplazar las principales instalaciones del

yacimiento. La Figura 2.3 muestra la mineralización alrededor del complejo Brecha Braden y la forma cónica del mismo.

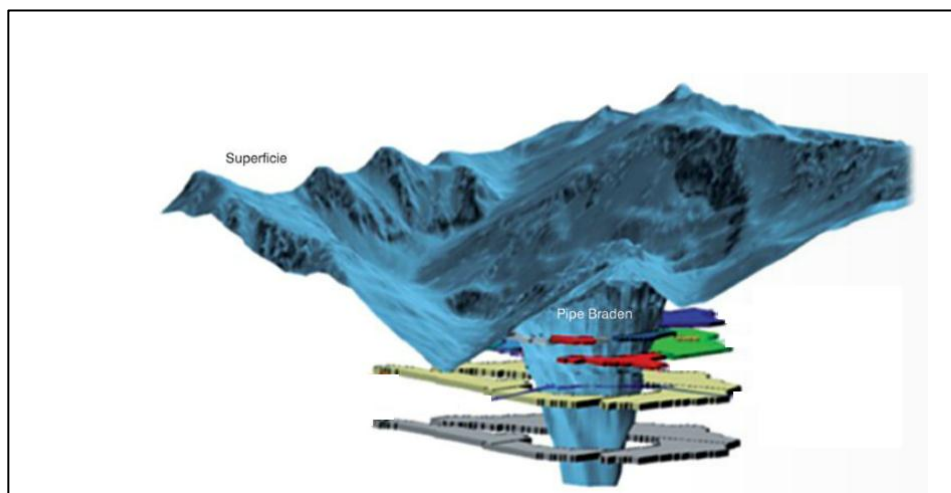


Figura 2.3: Mineralización alrededor de la brecha braden (PND, 2013)

2.1.5. Recursos geológicos y Reservas mineras

Los recursos geológicos se dividen en dos categorías principales, los recursos en material quebrado, el cual no es sondeable ni recategorizable y los recursos in situ. La Tabla 2.1 muestra los recursos geológicos y material quebrado que conforman el Plan Minero PND 2013, para una ley de corte 0,2 [%] CuT.

Tabla 2.1: Recursos Geológicos In-Situ y Material Quebrado (PND 2013)

RECURSOS	Ley de corte [%Cu]	Mineral [Mt]	Ley Cu [%]	Fino [Mt]
In situ	0.2	16183	0.56	90.2
Material Quebrado	0.2	1322	0.73	9.6
Recursos PND 2013	0.2	17505	0.57	99.8

A su vez se tiene la Tabla 2.2 que muestra la categorización de los recursos geológicos in-situ según el PND 2013.

Tabla 2.2 Recursos Geológicos In-Situ y su categorización (PND 2013)

CATEGORÍA	Ley de corte [%Cu]	Mineral [Mt]	Ley Cu [%]	Fino [Mt]
Medido	0.2	2671	0.85	22.7
Indicados	0.2	3009	0.57	17.2
Inferidos	0.2	10504	0.48	50.3
Total recursos in-situ	0.2	16183	0.56	90.2

Por otro lado las reservas del plan minero PND 2013 en un horizonte de planificación comprendido entre los años 2013 y 2084 totalizan 4235 millones de toneladas con una ley media de cobre de 0.83[%] y 0.023[%] de molibdeno. Su clasificación se indica en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3: Reservas Mineras y su clasificación (PND 2013)

RESERVAS	Mineral [Mt]	Cobre [%]	Cobre Fino [Mt]
Probadas	735	1.08	8
Probables	802	0.90	7.3
Recursos Minerales	2200	0.78	17.1
Total In-situ	3730	0.87	32.3
Total Quebrado	505	0.57	2.9
Total Plan 2013	4235	0.83	35.2

2.1.6. Minas y sectores productivos

El Teniente consta de ocho minas las cuales se distribuyen alrededor de la brecha braden, donde se produjo la principal mineralización de este complejo, la Tabla 2.4 muestra las principales minas subterráneas y sus sectores, donde se aprecia que la suma de sus producciones alcanzan las 129.000 toneladas día de mineral siendo lideradas por la mina Reservas Norte, la cual es el sector productivo donde se enmarca este estudio. La distribución espacial de los sectores se puede apreciar en la Figura 2.4.

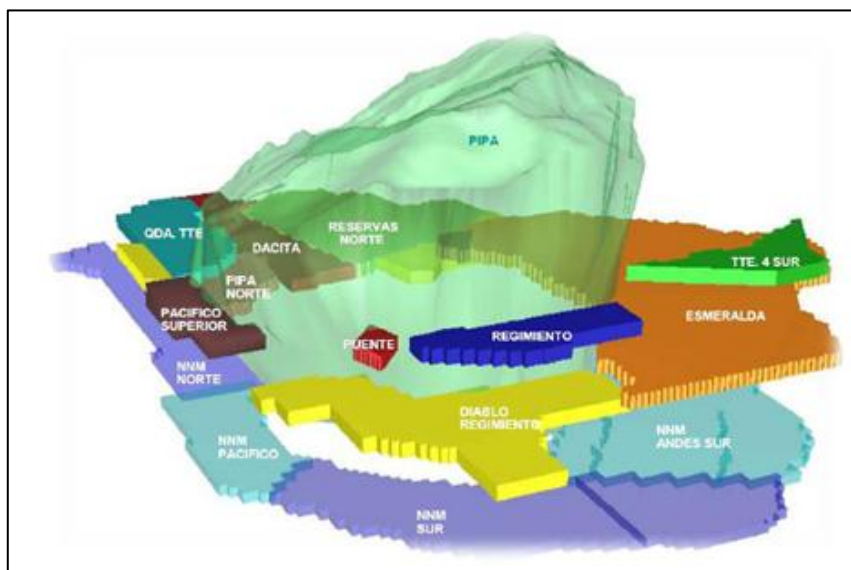


Figura 2.4: Distribución de proyectos mineros actuales y futuros de mina El Teniente (PND, 2013)

Tabla 2.4: Minas principales, sectores productivos que las componen e información de producción (PND 2013).

Minas principales	Sectores productivos que incluyen	Ubicación niveles	Producción [tpd]
Mina Teniente 4 SUR	Fortuna	Teniente 4	4273
	FC Isla		64
	Panel 4		2985
	Teniente 4 SUR		21772
	Panel 1	Teniente Sub 4	1045
Mina Esmeralda	Esmeralda	Teniente Sub 5	21441
	Esmeralda HW		2214
	Esmeralda Panel 1		311
Mina Diablo Regimiento	Diablo Regimiento		25254
Mina Sur Andes Pipa (SUAPI)	Sur Andes Pipa (SUAPI)		9671
Mina Pipa Norte	Pipa Norte		8975
Mina Reservas Norte (RENO)	Reservas Norte (RENO)	Teniente Sub 6	30558
Mina Pilar Norte	Pilar Norte		0
Botadero Marinas Antiguas (Exterior Mina)	Adit 57 (Quebrada Coya)	Quebrada Coya (Ext. mina)	646
TOTAL:			129.000

2.2. Reservas Norte (RENO)

2.2.1. Ubicación

Mina Reservas Norte se ubica al norte del yacimiento y corresponde a una extensión de Teniente Sub-6 desde el Área Invariante hacia el norte. Este sector, limita al Sur con el sector Pilar Norte y al Oeste con el Proyecto Dacita tal como se aprecia en la Figura 2.5. También, considera la incorporación del sector Panel Reno a partir del año 2013, el cual está ubicado en una zona bajo el nivel de producción de mina Reservas Norte, zona que presentó una mínima recuperación de reservas ocasionada por problemas de estabilidad presentando colapsos. La cota del panel se encuentra al nivel del actual subnivel de inyección de la zona invariante, es decir, a una cota de 2084 [msnm].

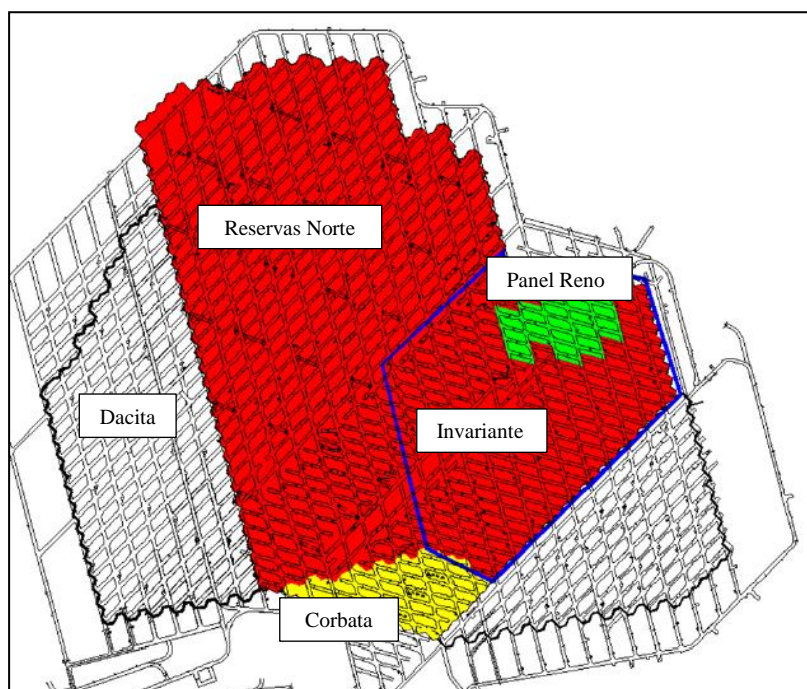


Figura 2.5: Sectores y mina de reservas norte (PND 2013)

2.2.2. Reservas extraíbles

Dentro del plan de negocio divisional 2013 las reservas extraíbles corresponden a 98.8 [Mt] con una ley media de 1.05 [%] CuT y 0.022 [%] de molibdeno (esto es considerando el aporte del sector corbata). Para el año 2013 se espera una producción de 38690 [ton/día], alcanzando su máximo de 40000 [ton/día] en el año 2013. El sector está programado hasta el año 2022.

2.2.3. Método de explotación y operación minera

La explotación del sector es mediante método *Panel Caving* con su variante Hundimiento Avanzado, con desarrollo de armada de zanja y construcción de punto de extracción (sin conectar la zanja) hasta el cruzado cinco norte del nivel de hundimiento, desde este cruzado hacia el norte el método de explotación será mediante *Panel Caving* Convencional. El sector Panel Reno usa el nivel de producción de Reservas Norte como nivel de hundimiento, dada su condición de colapso en esa zona. Este tipo de explotación de área colapsada se ha implementado exitosamente en El Teniente, particularmente en Teniente 4 Sur y se pretende replicar esa experiencia en mina Reservas Norte. El proyecto de Panel Reno se inicia en Julio 2013 y termina el año 2016, con un aporte máximo de 4000 [tpd], con reservas aproximadas a 3.6 [Mt] de 0.94[%] ley Cu y 0.009[%] de molibdeno.

2.3. Block Caving

El método *Block Caving* corresponde a un sistema de explotación por hundimiento gravitacional masivo, se basa en que tanto la roca mineralizada como la roca caja esté fracturada bajo condiciones más o menos controladas, en el cual el bloque mineralizado se prepara (desarrollo y construcción), socava y posteriormente se extraen las reservas mineras. La extracción del mineral crea una zona de hundimiento sobre la superficie por encima del yacimiento.

Según la clasificación de métodos de minería subterránea de Brady & Brown (Figura 2.6), este método se define como uno no soportado o por hundimiento, el cual busca inducir que el macizo rocoso falle, provocando grandes desplazamientos de masa y haciendo que la roca se comporte como un discontinuo y fluya, este comienza con el hundimiento de una columna mineralizada, socavándola mediante la excavación de un corte basal, proceso que se realiza aplicando las técnicas convencionales de perforación y tronadura.

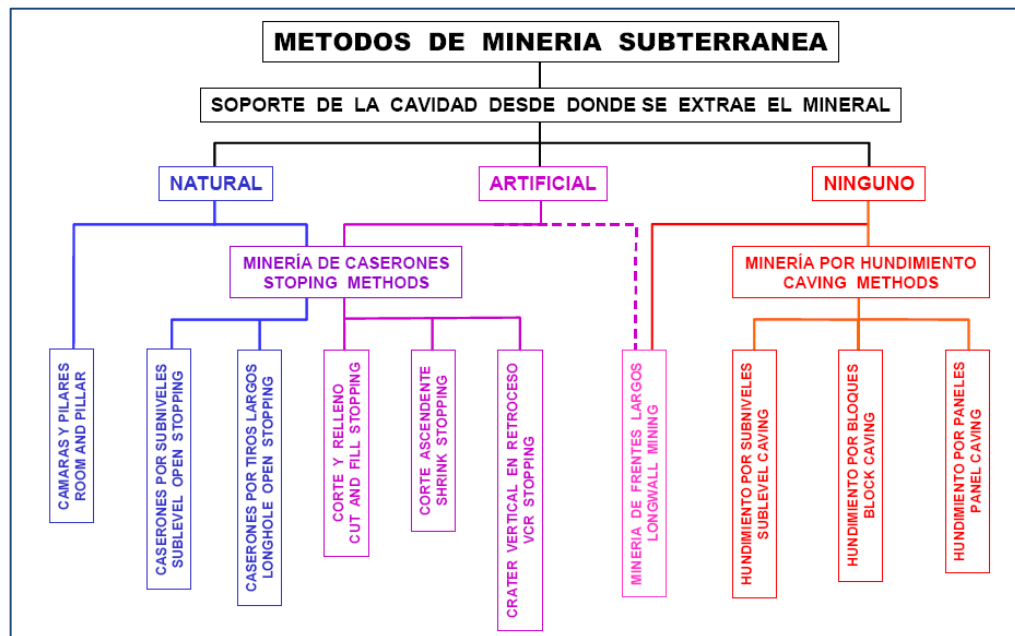


Figura 2.6: Clasificación de métodos de minería subterránea. (Brady & Brown, 2004)

Este método es aplicable básicamente para extraer depósitos minerales masivos, irregulares, diseminados y de bajas leyes en Cu, Mo y Fe, como son los pórfidos cupríferos, y en sectores productivos de mineral secundario con granulometría fina. Es un método de bajo costo (comparado con otras metodologías subterráneas) y alta productividad, lo que lo hace económicamente atractivo. Las condiciones óptimas para su aplicación son rocas relativamente incompetentes, con alto índice de fracturas, la cual se hunde con facilidad quebrándose en fragmentos de pequeño tamaño. Este método no permite la explotación selectiva o marginal de cuerpos pequeños, pues por su naturaleza extractiva posee un grado de dilución el cual es

inherente al diseño de la misma. Los esfuerzos *in-situ* en el macizo rocoso (gravitacionales y tectónicos), más los inducidos por la excavación de las labores mineras modifican las condiciones de equilibrio generando una inestabilidad en la columna de roca, la cual se desploma parcialmente relleno con material fragmentado el vacío creado (*air gap*), hasta que la situación de equilibrio tiende a restablecerse.

Existen dos niveles principales en este método (nivel de hundimiento y nivel de producción), separados a una distancia de 20 [m] aproximadamente. En el nivel de hundimiento se realiza el corte basal para comenzar la socavación. El mineral derrumbado se extrae por el nivel de producción a través de un sistema de embudos colectores (zanjas), desarrollados previamente en esta cota, generando así nuevas inestabilidades. El fenómeno continúa y el hundimiento de la columna se propaga sucesivamente hasta conectar con la superficie, proceso que en la terminología minera se denomina subsidencia.

El proceso continúa hasta que se haya extraído toda la columna mineralizada económicamente atractiva. Una vez extraída se llega al estéril, el cual está sobrepuesto y desciende ocupando el espacio vacío dejado por la extracción, lo cual se observa desde superficie con la aparición de un cráter de hundimiento.

Dependiendo de su extensión vertical, el cuerpo mineralizado puede ser explotado a partir de uno o de varios niveles de producción que se hundieren sucesivamente en una secuencia descendente. Las alturas de columna entre los niveles pueden variar entre 40 a 300 [m].

Las variantes del *Block Caving* se describen a continuación:

- *Block Caving* propiamente tal, en que cada nivel se subdivide en bloques virtuales de área basal entre 3.600 [m²] (60 x 60 [m]) a 10.000 [m²] (100 x 100 [m]), que se hundieren sucesivamente en una secuencia discreta, donde se espera la socavación total del bloque a hundir.
- *Panel Caving*, que consiste en un hundimiento continuo de áreas o módulos de explotación de dimensiones menores, donde el bloque no es socavado completamente al inicio. Esta es una variante del *Block Caving*, que nace debido a la necesidad de explotar mineral en zonas más profundas, en roca primaria la cual presenta una mayor granulometría.

En la Figura 2.7 se muestra un esquema de las disposiciones generales en la explotación por *Block Caving* en Mina El Teniente. También se observan los distintos niveles, hundimientos, producción, acarreo, traspaso, control y transporte principal, en este caso el último con ferrocarril.

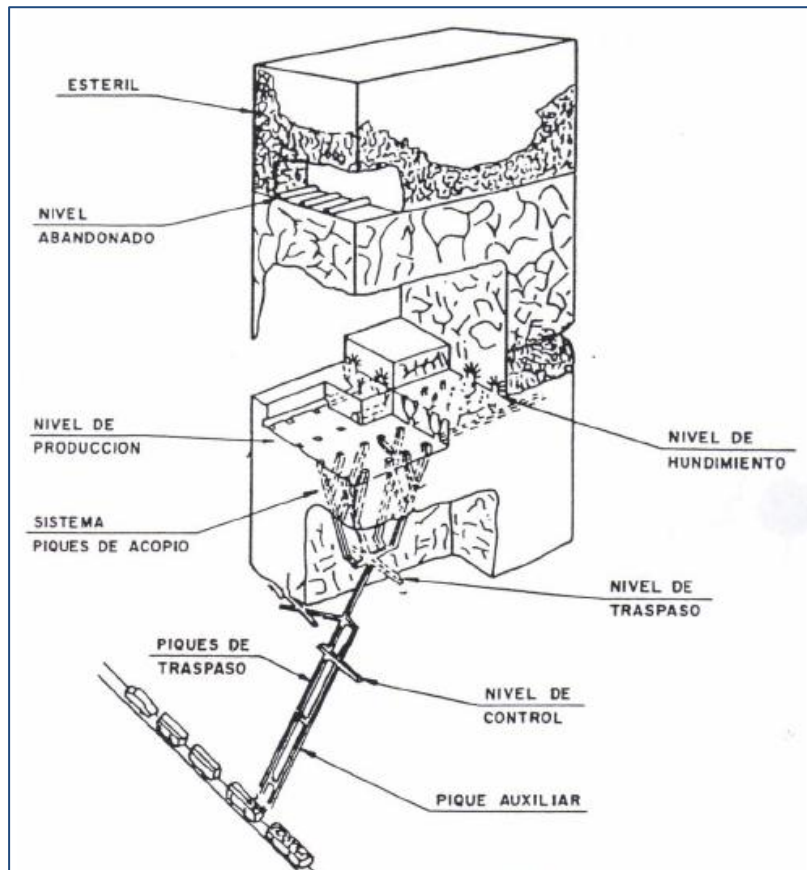


Figura 2.7: Esquema disposiciones general de un Block Caving (Bórquez, 1981)

2.4. Panel Caving

La metodología de *panel caving* ya no explota una unidad como bloque, sino que se explota un frente de hundimiento, las áreas y módulos de explotación son significativamente menores. Al igual que el *block caving* es un método de bajo costo y alta productividad, donde la inversión se realiza principalmente en el desarrollo de los niveles. Este método permite un alto grado de mecanización con tecnologías probadas (LHD, trenes, camiones, correas transportadoras, etc.) y mediante tecnologías innovadoras con la utilización de equipos automatizados que permiten la extracción en forma continua (Minería Continua).

Al igual que el *Block Caving*, el diseño minero de este método incluye:

- Nivel de hundimiento (UCL, *Under Cut Level*).
- Nivel de Producción (NP).
- Sub-Nivel de Ventilación (SNV).
- Nivel de control (NC), que es opcional.
- Nivel intermedio de acarreo (NA), también es opcional.
- Nivel de transporte principal (NT).

La Figura 2.8 muestra las disposiciones generales de un *panel caving* y sus principales niveles, donde la extracción en los puntos se realiza mediante LHD.

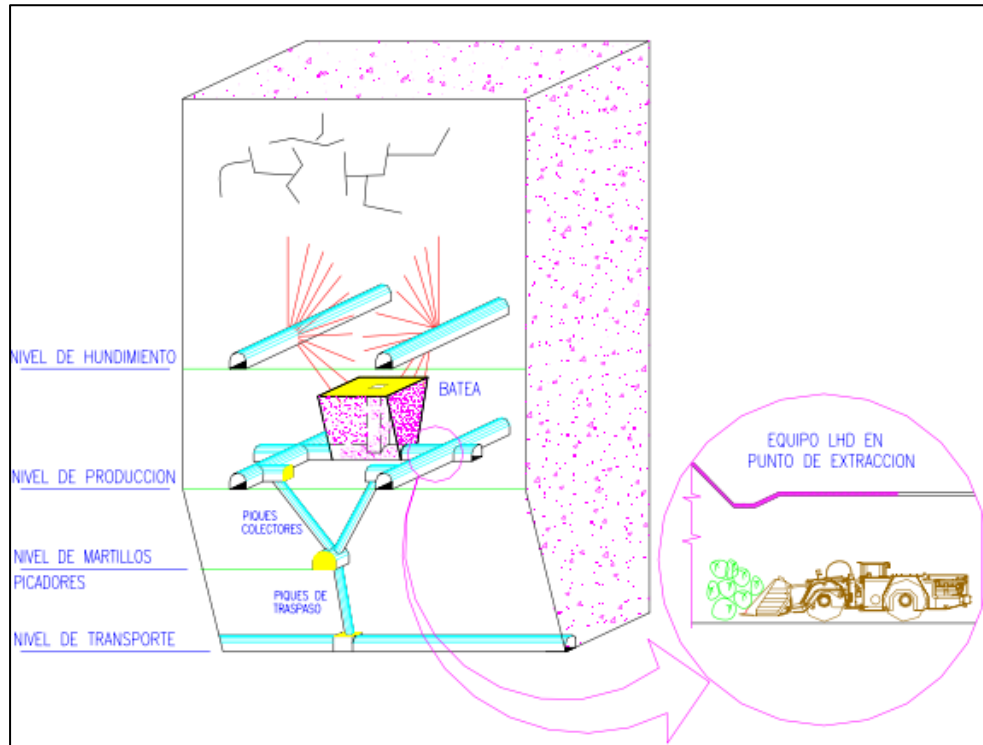


Figura 2.8: Disposición general de un Panel Caving típico con LHD (Cavieres, 1999)

Al aplicar métodos de hundimientos gravitacionales, se produce una modificación de los esfuerzos inducidos (campo de esfuerzos) tanto en la magnitud como la distribución espacial de los mismos. Esta condición afecta las excavaciones desarrolladas en los niveles inferiores respecto a la zona del *caving*, localizadas tanto delante como detrás del frente de hundimiento, generando tres zonas con distintos estados tensionales:

- **Zona de relajación:** es la zona que se genera después del paso del frente de socavación-extracción, por lo que los esfuerzos son más benignos. En esta zona el macizo rocoso se encuentra en una condición más favorable para la realización de operaciones mineras.
- **Zona de transición:** en esta zona el macizo rocoso está afectado, producto de avance de la actividad minera (socavación- extracción). En esta zona se genera una modificación del estado tensional, aumentando la magnitud de los esfuerzos.
- **Zona de pre-minería:** en esta zona el macizo rocoso se encuentra alejado de la minería existente, por lo que no es afectado por el desconfinamiento que produce el frente de socavación, es decir, el estado tensional y la calidad geomecánica del macizo rocoso no son afectados por la perturbación que induce la minería en desarrollo.

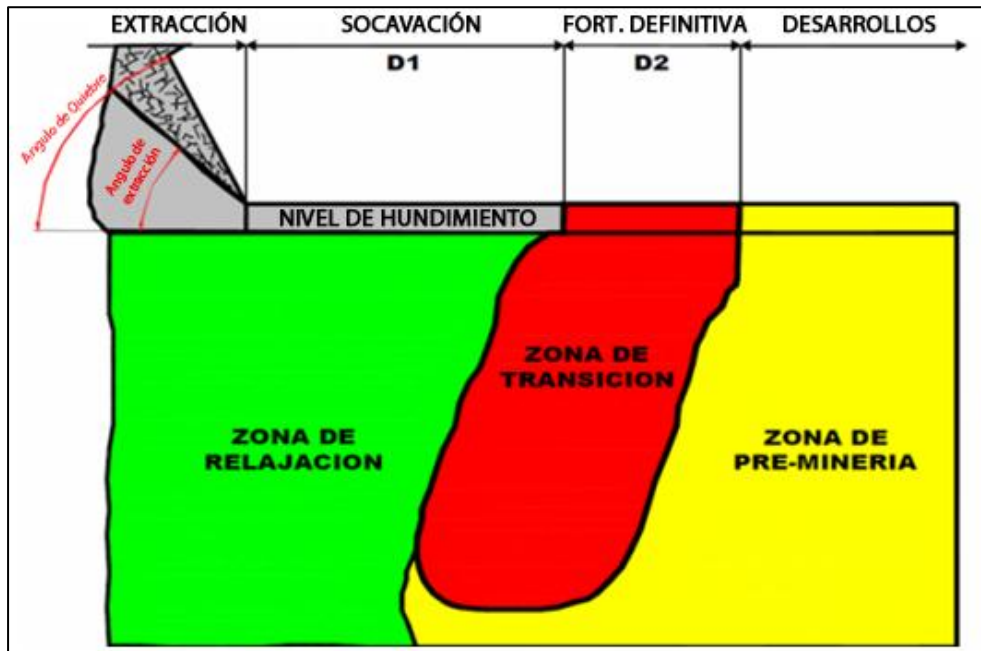


Figura 2.9 Resumen de estados tensionales (Superintendencia Geomecánica Teniente, 2005)

De acuerdo a lo descrito anteriormente, la zona más riesgosa para trabajar, es la Zona de transición, ya que al estar sometida a grandes esfuerzos se podrían producir situaciones peligrosas al exponer personal y equipos a una actividad sísmica intensiva, por lo que es altamente recomendable trabajar en la zona de pre-minería y relajada.

La actividad sísmica de la zona de transición puede generar daños en el entorno y el grado de estos depende principalmente de la variante utilizada y de algunas características como:

- Campo de esfuerzos.
- Altura de columna.
- Litologías y estructuras presentes.
- Propiedades físico-mecánicas de las rocas.
- Tipo de fortificación empleada.
- Geometría del frente de socavación (determinada por el tamaño de losa, la altura de socavación y el ángulo de extracción).
- Galerías y pilares (referidas a geometría y diseño, que definen sus tamaños).

2.5. Variantes del método de explotación Panel Caving

Una de las razones básicas por la cual el método *panel caving* evolucionó en sus distintas variantes, se debe a que en su secuencia operacional, la zona de transición o zona de *abutment stress* puede ser alejada de las operaciones mineras actuales, minimizando el riesgo y peligrosidad que pudieran afectar al personal y equipos que circulen o realicen actividades durante la vida útil de la mina. A continuación se describirán las variantes del *panel caving*, haciendo especial énfasis en sus diferencias geométricas, forma de explotación y distribución de los estados tensionales, destacando además sus ventajas y desventajas.

Las variantes son tres:

- *Panel Caving* con hundimiento convencional.
- *Panel Caving* con hundimiento previo.
- *Panel Caving* con hundimiento avanzado.

2.5.1. *Panel Caving* convencional

Esta variante fue utilizada por muchos años en la mina El Teniente, donde se observó que las galerías del nivel de producción inferiores a la zona de *abutment stress* sufrían daños, poniendo en riesgo su estabilidad debido a la redistribución de esfuerzos que provoca el avance del frente de hundimiento, comportamiento ligado principalmente a la coincidencia del frente de hundimiento con el de producción. Esto motivo a cambiar la secuencia en la metodología, con el fin de alejar esta zona de las operaciones mineras salvaguardando la seguridad en la operación, dando forma a las nuevas variantes del *panel caving* convencional.

La Figura 2.10 muestra un esquema del método *panel caving* con hundimiento convencional, y sus respectivas características.



Figura 2.10: Secuencia operacional con Panel Caving convencional. (Modificado de Cavieres, 1999)

Se tienen las siguientes características para esta metodología:

- En el número (1) se observan que tanto los desarrollos como las zanjas están “adelantados” respecto al frente de socavación, esta distancia entre zanja o desarrollo y frente de socavación depende de las características del sector productivo.
- En el número (2) se observa que la preparación de bateas se realiza parcialmente por delante del frente de socavación.
- En el número (3) se continúa con la tronadura de bateas, dejando una pequeña losa entre el techo de ésta y el Nivel de Hundimiento.
- En el número (4) se avanza con el frente de socavación junto con terminar de abrir las bateas (rotura de la losa) y se inician las actividades de extracción del mineral.
- D2: Franja de seguridad, distancia con fortificación definitiva de 70 [m] en los niveles de hundimiento y producción
- D3: Distancia relativa detrás del frente de socavación de 20 [m].

En esta variante las labores del nivel de producción están completamente desarrolladas por delante del frente de hundimiento, por esta razón los niveles son afectados por la zona de *abutment stress*, que se forma delante del frente de hundimiento (esquemático con flecha rojas).

Los esfuerzos principales mayores (esquemáticos con flechas negras), afectan al nivel de producción, produciendo un daño en el *crown pillar* y los pilares del nivel de hundimiento. También afecta las obras civiles como puntos de extracción, muros, etc.

En la Figura 2.11 se observa la distribución de los esfuerzos principales afectando al nivel de producción y nivel de hundimiento.

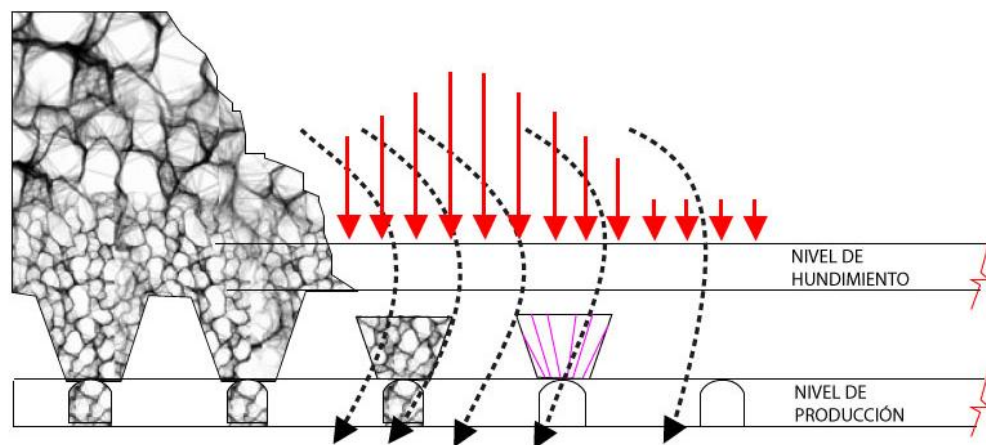


Figura 2.11: Estado tensional en Hundimiento Convencional (Modificado de Cavieres, 1999).

2.5.2. Panel Caving con hundimiento previo

En esta variante, el frente de hundimiento-socavación va adelantado respecto a la preparación (detrás del frente de hundimiento y bajo el área socavada-hundida), a una distancia en la cual los niveles inferiores no se ven afectados por los esfuerzos principales y el *abutment stress*. Al dejar una losa de socavación previa, permite relajar los esfuerzos, trasladando el *abutment stress* a una zona que no está siendo operada.

La Figura 2.12 muestra las distintas características del *panel caving* con hundimiento previo.

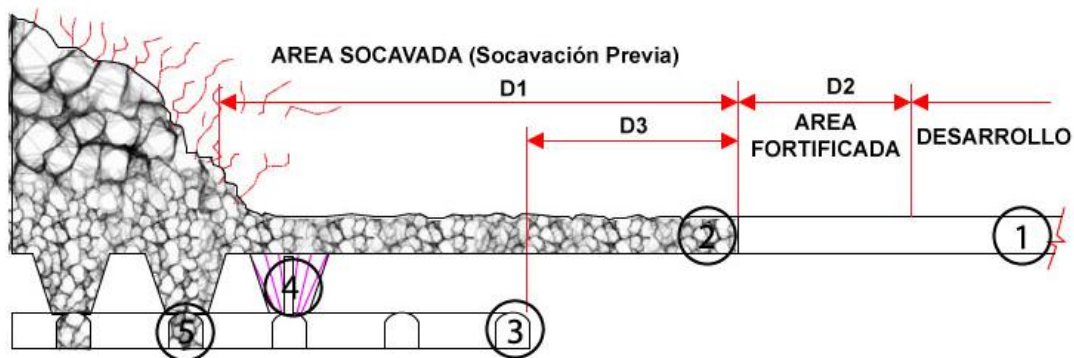


Figura 2.12: Secuencia operacional con Panel Caving con Hundimiento Previo. (Modificado de Cavieres, 1999)

- En el número (1) se muestran las labores del nivel de hundimiento, el cual debe tener una distancia mínima respecto de la fortificación.
- En el número (2) se observa la socavación del frente de hundimiento, el cual avanza hasta que se ubica delante de los futuros frentes de extracción y preparación.
- En el número (3) se indican todas las labores del nivel de producción ya desarrolladas, las cuales están ubicadas sobre el área socavada.
- En el número (4) bajo el área socavada se realiza la apertura de las bateas de extracción.
- En el número (5) se inician las actividades de extracción de mineral, a una cierta distancia de los frentes de socavación y de preparación.
- D1: Desfase entre frentes de socavación y extracción, su distancia varía entre los 60 [m] a 70 [m].
- D2: Franja de seguridad, distancia con fortificación definitiva, varía entre los 25 [m] a 50 [m].
- D3: Distancia relativa detrás del frente de socavación entre 25 [m] a 35 [m].

En la operación de este método, el frente de socavación va adelantado respecto al frente de extracción y todas las labores del nivel de producción (incluidas las bateas) se desarrollan bajo la zona de socavación (también llamada losa) y a una cierta distancia detrás del frente de socavación.

El objetivo principal de la variable con hundimiento previo es alejar la zona de transición del frente de extracción, las labores del nivel de producción se desarrollaran siempre bajo el área socavada, la cual se considera un área segura sin *abutment stress*.

La Figura 2.13 muestra la zona de transición con flechas verticales rojas y las trayectorias de esfuerzos principales con flechas negras.

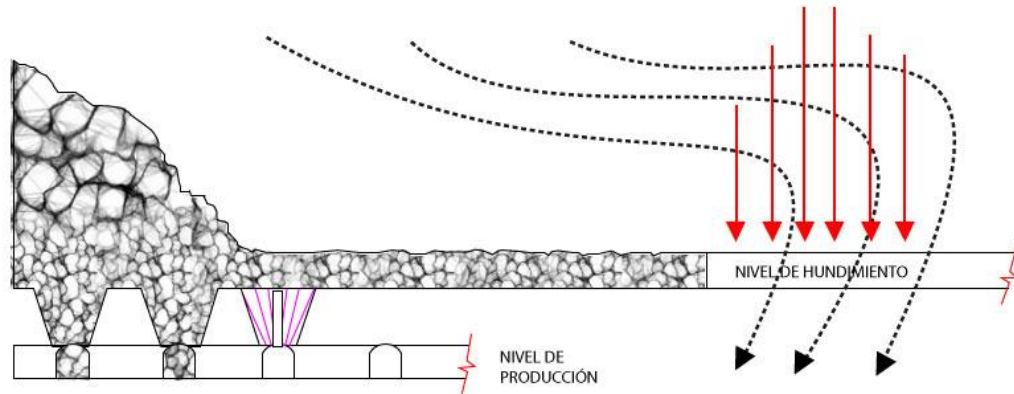


Figura 2.13: Estado tensional en Hundimiento Previo. (Modificado de Cavieres, 1999)

2.5.3. Panel Caving con hundimiento avanzado

Al igual que la variante anterior, la variante con hundimiento avanzado genera una losa (socavación en el nivel de hundimiento), para alejar la zona de transición del frente de hundimiento. La socavación se realiza adelantada respecto al desarrollo de las bateas, pero el nivel de hundimiento y desarrollo se construye en forma paralela. La Figura 2.14 esquematiza este método con su secuencia operacional y desarrollo.

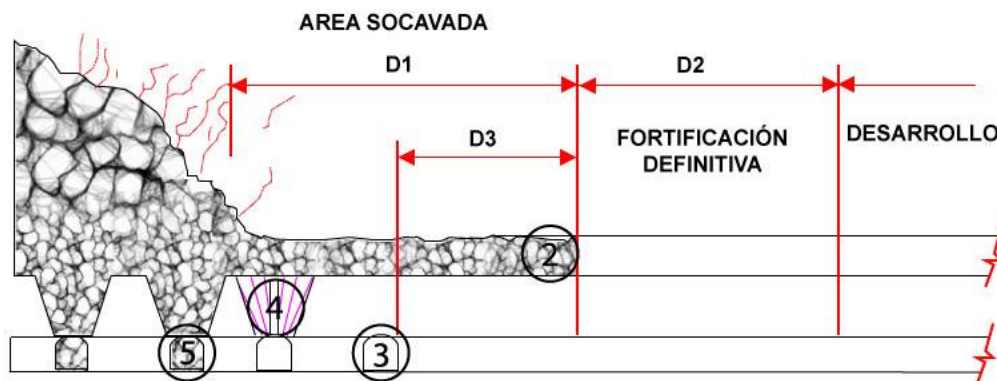


Figura 2.14 Secuencia operacional con Panel Caving con Hundimiento Avanzado. (Modificado de Cavieres, 1999)

- En el número (1) se observa el desarrollo del nivel de hundimiento y las calles del nivel de producción.
- En el número (2) en el nivel de hundimiento se realiza la socavación, hasta una cierta distancia por delante del futuro frente de extracción.
- En el número (3) se desarrollan las zanjas en el nivel de producción, bajo la área socavada y segura para trabajar.
- En el número (4) se desarrolla lo que falta del nivel de producción, esto sería las galerías y zanjas ubicadas bajo el área ya socavada y segura.
- En el número (5) se realiza la apertura de las bateas de extracción, bajo área socavada.
- En el número (6) se inician las actividades de extracción de mineral, a una cierta distancia de los frentes de socavación y de preparación.
- D1: Desfase de frente Extracción-Socavación, su distancia varía entre los 15 [m] a 70 [m].
- D2: Franja de seguridad, distancia con fortificación definitiva, varía entre los 60 [m] a 70 [m].
- D3: Distancia relativa detrás del frente de socavación, entre 25 [m] a 35 [m]

Al igual que el hundimiento previo, esta variante intenta alejar el frente de transición del frente de extracción, adelantándolo respecto al frente de extracción. Las bateas no se abren hasta que se ubiquen bajo el área socavada.

En la Figura 2.15 se observan flechas rojas, las cuales muestran la zona de transición, esta se forma por delante del frente de socavación, causando un menor esfuerzo sobre el nivel de producción. Las flechas negras corresponden a las trayectorias de esfuerzos principales afectando al nivel de producción, el cual está ubicado delante del frente de socavación, debido a que la construcción de galerías, zanjas y bateas se produce después del paso del frente de socavación, existe un menor daño en los pilares que la variante convencional.

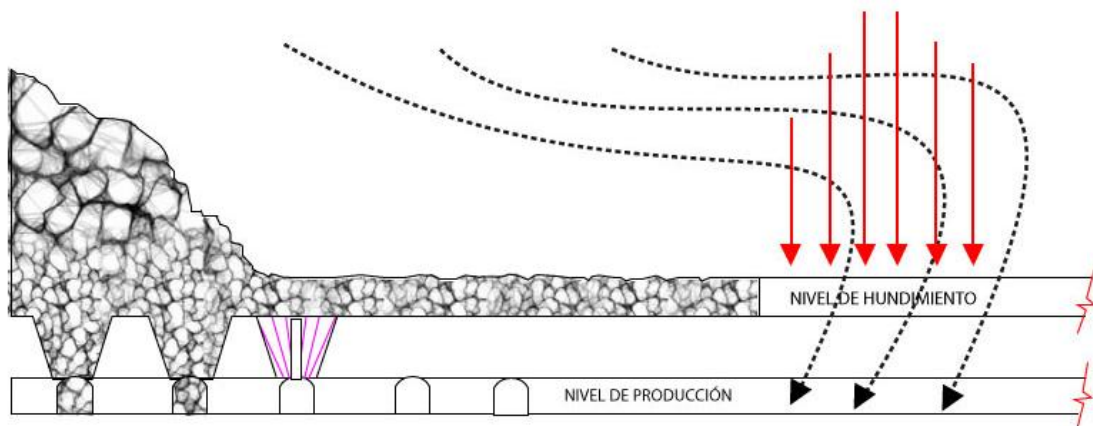


Figura 2.15: Estado tensional en Hundimiento Avanzado. (Modificado de Cavieres, 1999)

En la Tabla 2.5 se muestran las principales diferencias entre las distintas variables, en cuanto a desarrollo, nivel de producción, nivel de hundimiento, tamaño de la losa y otros.

Tabla 2.5 Comparación entre variantes de explotación de Panel Caving (Cavieres 1999).

Aspectos	Hundimiento Convencional	Hundimiento Previo	Hundimiento Avanzado
Desarrollo y construcción del nivel de producción delante del frente de socavación	Completo	Sin desarrollar	En desarrollo
Perforación de la batea	Delante del frente y solo el cajón	Bajo área socavada y completa	Bajo área socavada y completa
Tamaño de la losa	Prácticamente cero	Es la mayor	Mayor que hundimiento avanzado al límite y menor que en hundimiento previo
Diseño minero "Under Cut Level"	Calles UCL arriba de las calles NP. Pilares más estables.	Separación entre calles UCL más cercana, por lo tanto pilares más estables. Diseño minero de UCL no está sujeto al diseño minero de NP.	Diseño minero de UCL no está sujeto al diseño minero de NP, pero al "alinearse" las calles UCL con calles NP se podría mejorar manejo de marina.
Incorporación de la batea	Incorporación del cajón delante del frente, y conexión total de la batea con tiros negativos del UCL	Completa bajo área socavada	Completa bajo área socavada
Obras en zona de transición	Mayor cantidad de obras en zona de transición (Under cut level y nivel de producción)	Menor obras en zona de transición ya que son en el undercut level	Mayores que en hundimiento previo y menores que en hundimiento avanzado al límite
Obras "obligatorias" en zona de transición	Saneamiento. Perforación y tronadura UCL. Perforación y tronadura cajón en NP.	Saneamiento. Perforación y tronadura UCL.	Saneamiento. Perforación y tronadura UCL.
Altura de Socavación	Sin restricciones, sin embargo la altura de socavación alta prolonga la fragmentación fina.	Baja (porque requiere redistribuir esponjamiento en su entorno)	Baja (porque requiere redistribuir esponjamiento en su entorno)

2.6. Resumen de metodologías subterráneas

Para finalizar las metodologías anteriormente explicadas, se deja el siguiente esquema (Figura 2.16) que resume los métodos por hundimiento, donde se aprecia claramente la subdivisión y clasificación dada por Flores y Karzulovic (2002).

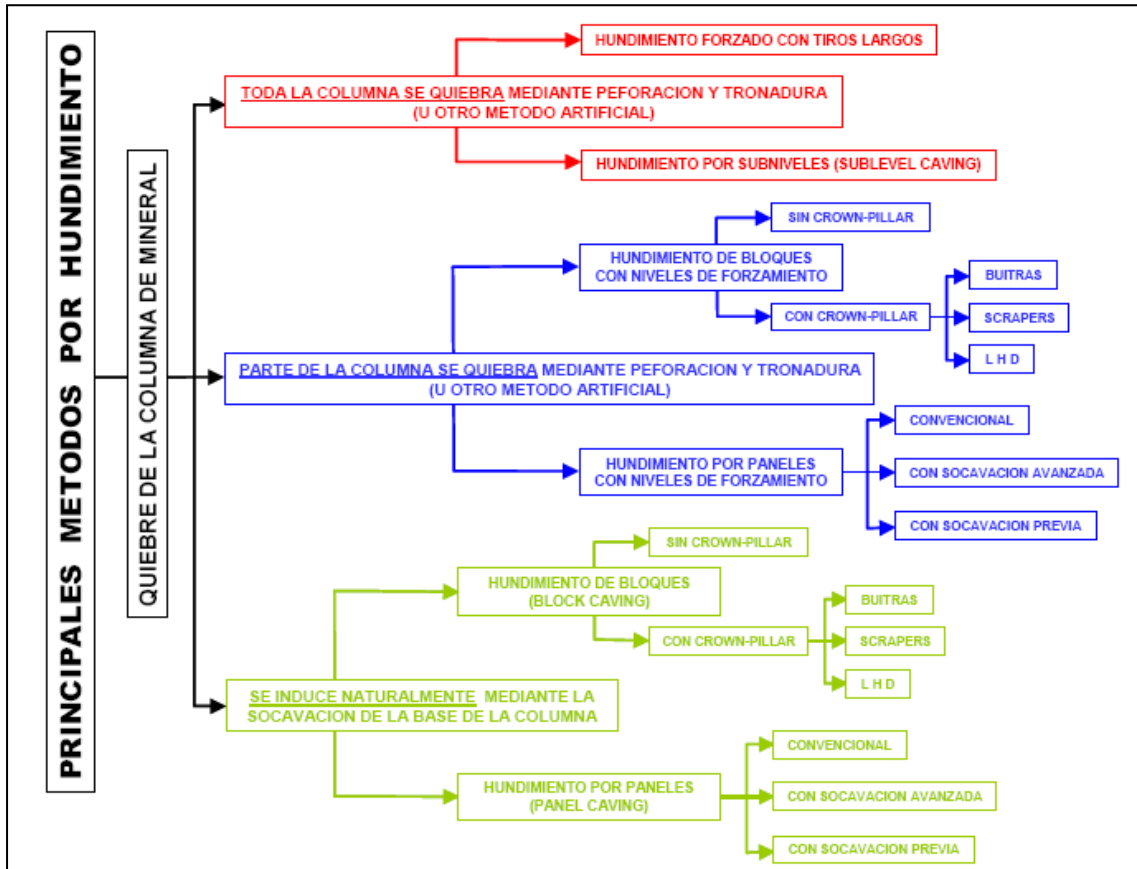


Figura 2.16: Clasificación de métodos subterráneos por hundimiento, según la forma de quiebre de la columna mineralizada.

2.7. Fundamentos de Hundimiento

A manera de introducir la importancia de la fragmentación, se destacaran los principales factores que controlan el hundimiento, los cuales son:

- Topografía y sub-superficie (profundidad del nivel de hundimiento, área basal a explotar, etc.).
- Estado tensional.
- Estructuras geológicas mayores.
- Características del macizo rocoso.
- Condición de las aguas subterráneas.

Para realizar una evaluación de hundibilidad al macizo rocoso principalmente se ocupa el método de Laubscher (Laubscher, 1993), sin embargo este método ha sido modificado para hacerlo aplicable a macizos rocosos que contengan estructuras o vetillas con relleno (Laubscher 2000, Jakubec 2001).

Para producir el hundimiento en los métodos *Block* y *Panel Caving*, es necesario quebrar el macizo rocoso, lo cual depende de los esfuerzos inducidos, resistencia del macizo rocoso, geometría del yacimiento y resistencia de las estructuras geológicas presentes en el macizo. Brown (2003) define tres posibles mecanismos por los cuales se produce hundimiento, en efecto:

- *Gravity or Stress release caving*: este mecanismo tiene mayor probabilidad de ocurrencia en cuerpos mineralizados de roca débil, con varias discontinuidades y sometidos a bajos esfuerzos. Debe cumplirse que la orientación y resistencia de las discontinuidades en el macizo deben ser tales que los bloques caigan o se deslicen desde el *cave-back* debido a los esfuerzos.
- *Stress caving*: mecanismo aplicable a cuerpos mineralizados de roca más competente que están sometidos a altos esfuerzos, controlado principalmente por esfuerzos compresivos, los que al ser de gran magnitud, producen un deslizamiento en las discontinuidades pre-existentes o bien fracturan roca intacta.
- *Subsidence caving*: Produce que una gran masa de roca que se hunde rápidamente como resultado de una falla de cizalle en los bordes verticales del bloque.

Duplanic y Brady (1999), crearon un modelo conceptual que consta de cinco regiones (Figura 2.17):

- Zona hundida: esta zona corresponde al mineral quebrado o bloques de roca que han caído desde la periferia de la cavidad rellenándola parcialmente, este mineral es mucho más débil, pero ayuda a confinar y soportar las paredes de la cavidad.
- Zona con aire: es el espacio que se forma entre el mineral quebrado y el perímetro de la cavidad, donde solo hay aire. El tamaño de esta zona dependerá de la tasa de rompimiento del macizo versus la tasa de extracción de mineral, también conocido como “*air-gap*”.
- Zona de deformación discontinua: Corresponde al “estrato” o “capa” de roca fracturada que se forma inmediatamente adyacente a la periferia de la cavidad. Esta región no provee soporte al macizo rocoso adyacente por lo que ocurren grandes desplazamientos, debido que tiende a fallar. Normalmente no se registra actividad sísmica en esta región
- Zona sismogénica: Se ubica por detrás de la zona de deformación discontinua y corresponde a un macizo rocoso más confinado, esta puede sufrir fallas frágiles de roca entre discontinuidades y/o fallas por corte y deslizamientos de los bloques definidos por estas discontinuidades lo que, en ambos casos, genera eventos sísmicos. Este comportamiento se debe a los cambios en la condición de esfuerzos que ocurren a causa del avance y la propagación del hundimiento.

- Zona pseudo-continua: Corresponde al macizo rocoso que rodea y confina la zona sismogénica. El macizo rocoso en esta región es estable y se comporta elásticamente, mostrando pequeñas deformaciones.

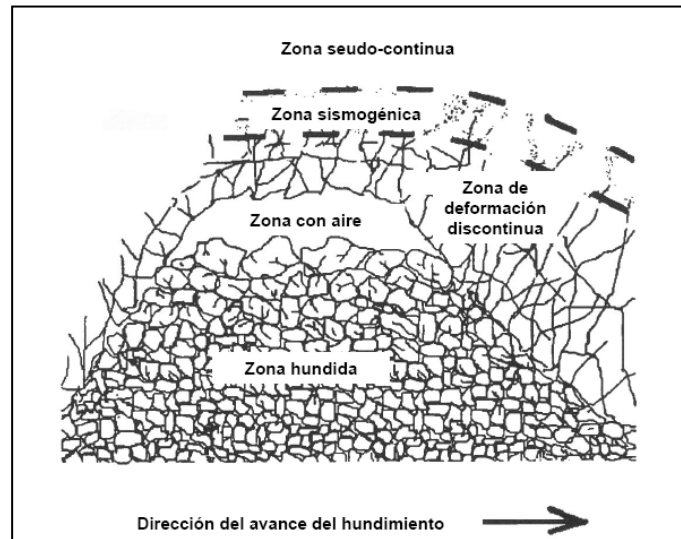


Figura 2.17: Modelo conceptual del hundimiento. (Duplancic y Brady, 1999)

2.8. Importancia y tipos de fragmentación

La fragmentación es una variable de gran importancia en los métodos de hundimiento, principalmente porque de esta dependen los procesos posteriores de operación. Según Laubscher, las principales variables afectadas son:

- Tamaño y espaciamiento de los puntos de extracción.
- Selección de equipos.
- Procedimientos de control de tiraje.
- Tasas de producción.
- Entrada de dilución.
- Colgaduras y reducción secundaria.
- Procesos de conminución posteriores.
- Daños por tronadura secundaria.

Los puntos anteriores, hacen que la fragmentación sea un tema relevante por lo que una correcta estimación de este proceso puede llevar a tomar decisiones asertivas de los procesos posteriores además de prevenir sucesos que interrumpan la fluidez del proceso de extracción.

Algunos autores (Laubscher, 1994; Eadie, 2003) señalan que es posible identificar tres niveles o tipos de fragmentación en una mina de *block caving*: **Fragmentación in situ**, que se encuentra representada por los bloques que están naturalmente en el macizo rocoso antes de toda

actividad minera. Fragmentación primaria, que ocurre de forma posterior al pre corte y al inicio del hundimiento, en definitiva son los bloques en la vecindad del *cave-back* que se separan del macizo rocoso. Fragmentación secundaria, producida por los movimientos de los bloques a través de la columna de extracción hasta llegar a los puntos de extracción.

2.9. Métodos predictivos de fragmentación de roca

Montecino (2011) resume muy bien las metodologías empleadas para predecir el tamaño de la fragmentación, sin embargo no explica ni nombra la metodología a utilizar en la presente memoria (SRM), está por ser la metodología principal de esta investigación será definida en una sección aparte.

2.9.1. Simplificados

Barton (1974), con el objetivo de definir el “Índice de calidad de Roca” o “*Rock Quality Index*” (Q), combina una serie de coeficientes cuyo resultado define un rango de calidad del macizo rocoso, tal como se muestra:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad [1]$$

Dónde:

RQD : *Rock Quality Designation* (Deere et al., 1967).

J_n : Numero de sistemas de discontinuidades.

J_r : Numero de rugosidad de discontinuidades.

J_a : Numero de alteración de discontinuidades.

J_w : Agua en discontinuidades.

SRF : Factor de reducción de esfuerzos in-situ.

El primer coeficiente (RQD/J_n) define crudamente el tamaño promedio de bloque para la fragmentación *in-situ*, sin embargo este coeficiente no da información sobre el rango y distribución de los tamaños de bloques.

2.9.2. Laubscher

Laubscher (1994) propone en base a observaciones de modelamiento en arena y a la interpretación de esfuerzos alrededor de las excavaciones, la relación entre el diámetro de tiraje aislado, el cual es el diámetro máximo que alcanza la zona de flujo de un punto cuando se realiza tiraje aislado, y el espaciamiento (E) entre dos puntos que define si se produce tiraje interactivo.

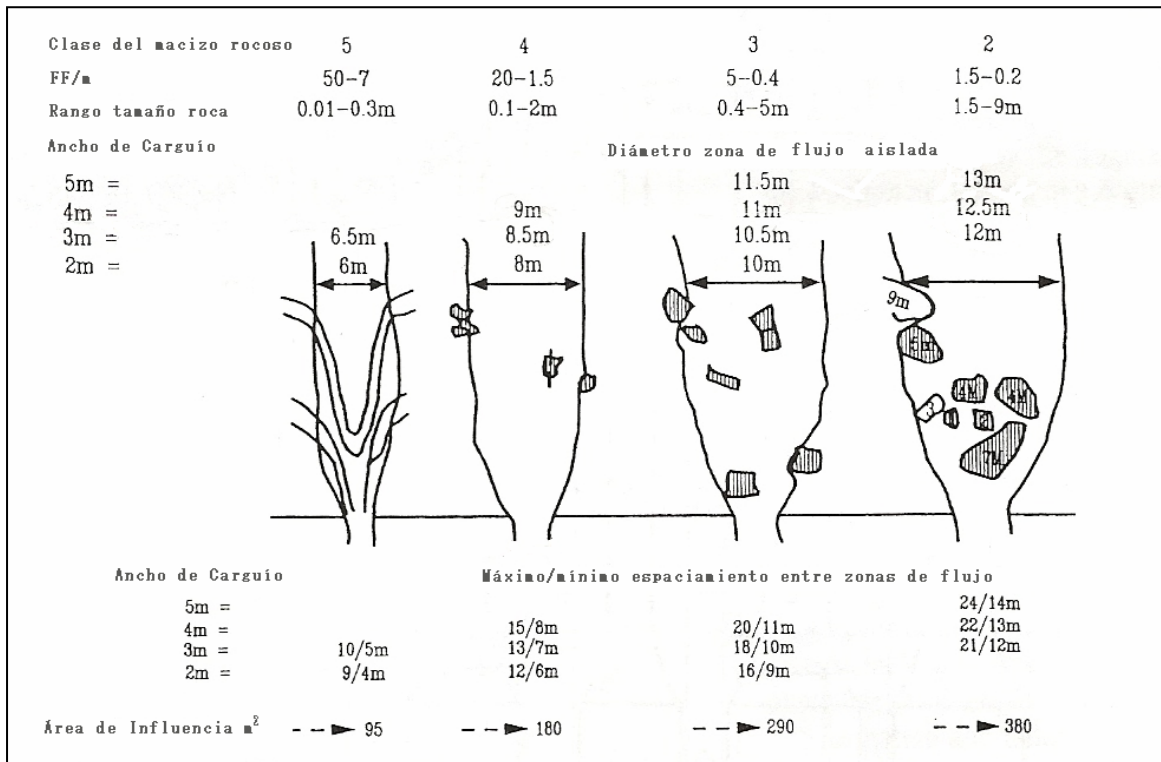


Figura 2.18 Espaciamento máximo/mínimo de zonas de tiraje aislado. (Laubscher, 1994)

Esta figura da la primera impresión de predicción de fragmentación, por medio de la calidad del macizo rocoso clasificado según su IRMR, una modificación al RMR de Bienawski (1974) propuesta por Laubscher (1994, 2000). Es posible observar que mientras más competente es la roca, mayor son los tamaños de roca, lo que repercute en una mayor interacción y mayor diámetro de tiraje aislado.

Cabe señalar que no existe registro del origen de estos datos ni tampoco validación de esta predicción de fragmentación.

Laubscher (1994) propone otra distribución de fragmentación presentando en la Figura 2.19, donde se combinan distintas variables, tales como la altura de extracción, la fragmentación primaria y secundaria y los tipos de manejo de minerales.

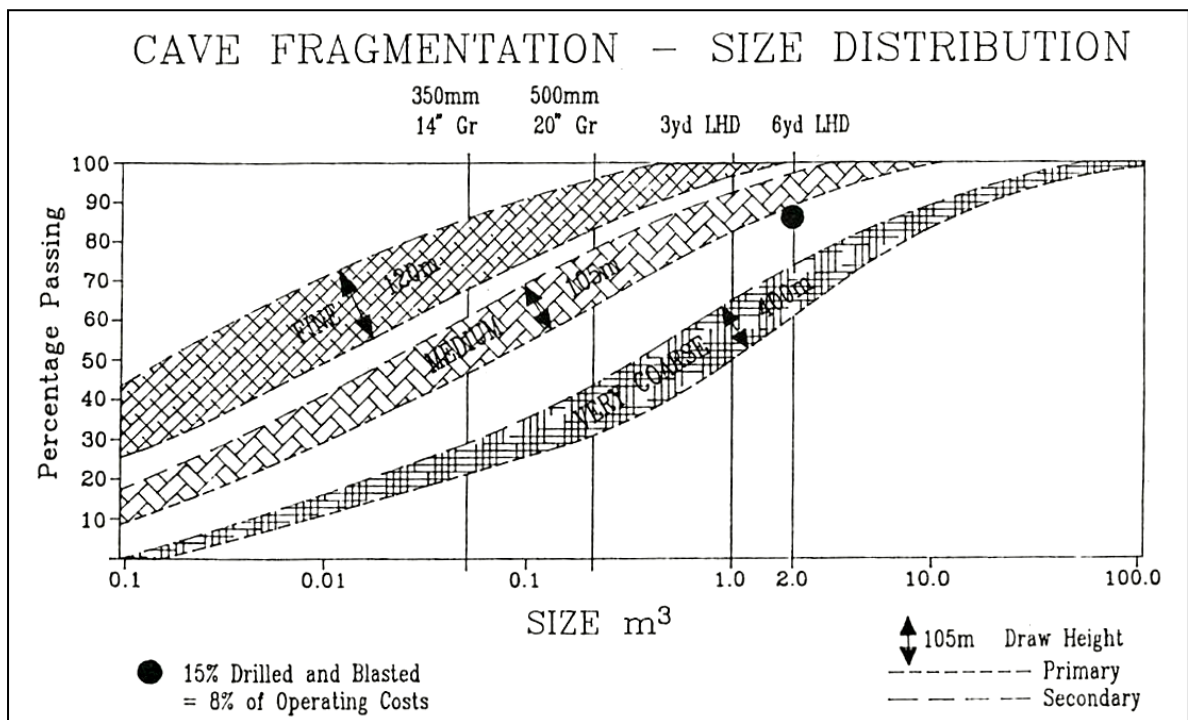


Figura 2.19 Fragmentación por hundimiento, distribución de tamaños. (Laubscher, 1994)

Cabe destacar que tanto para la Figura 2.18 como la Figura 2.19, no se tienen registros de su obtención, ajuste o posterior validación.

2.9.3. El Teniente

Blondel y Soffia (1990), generaron un modelo para predecir fragmentación in-situ que apunta a definir curvas granulométricas extremas, la primera curva producto de la situación de empaquetamiento de roca in-situ, mientras que la segunda producto de la minería. Estas situaciones delimitan en otras palabras, el rango mínimo y máximo de tamaños.

La primera situación, combina un set mínimo de estructuras lo que repercute en una granulometría más gruesa y la obtención de los coeficientes que la definen se realiza a través de 3 sets estructurales, mientras que la segunda situación combina coeficientes obtenidos en base a todos los datos de espaciamiento, en cada una de las tres direcciones ortogonales de muestreo que permite el diseño minero, cabe destacar que esta situación no predispone las estructuras en sets, si no que considera las estructuras en cada set de muestreo. Esta situación al considerar todas las estructuras en el dominio estudiado, entrega una curva de granulometría más fina que la primera situación.

Para generar los modelos, se utilizan recomendaciones estadísticas del área de geomecánica de El Teniente, para luego definir dos modelos, el primero unidimensional que

define la distribución de tamaño en una sola dirección, al definir las distribuciones en tres direcciones ortogonales se genera el modelo tridimensional.

Modelo unidimensional: Se genera la distribución de la variable frecuencia fractura por metros (FF/m), a través de una línea de detalle en una de las tres direcciones; se comporta según una distribución exponencial de la siguiente forma:

$$f(x) = a \cdot e^{-ax} \quad [2]$$

Donde la distribución acumulada de sobretamaños de espaciamentos por conjunto de unidades geológicas es:

$$F(x) = \int f(x)dx = \int \alpha e^{-\alpha x} dx = 1 - e^{-\alpha x} \quad [3]$$

Dónde:

α = Frecuencia fractura por metros (FF/m).

x = Valor de espaciamiento en metros.

El parámetro alpha (α) corresponde a la inversa de la media de la distribución exponencial.

$$\alpha = \frac{-\sum(1 - F(x_i)) \cdot x_i}{\sum x_i^2} \quad [4]$$

Modelo Tridimensional: En este modelo se asume ortogonalidad e independencia de los tres sets estructurales principales. La distribución volumétrica de tamaño de fragmentos es:

$$F_Y = F_1(x) \cdot F_2(x) \cdot F_3(x) \quad [5]$$

$$F_Y = (1 - e^{-\alpha_1 x}) \cdot (1 - e^{-\alpha_2 x}) \cdot (1 - e^{-\alpha_3 x})$$

La mayor limitante de este método de predicción de fragmentación *in-situ* es el hecho de que está basado en la existencia de tres sets de estructuras ortogonales, situación irreal en algunos casos.

2.9.4. Block Cave Fragmentation (BCF)

El software BCF (*Block Cave Fragmentation*) fue desarrollado por Esterhuizen (1999) donde Laubscher hizo una importante colaboración, es un software basado en modelos empíricos, analíticos y lógicos de los procesos y factores que juegan un rol en el proceso de fragmentación.

La fragmentación primaria se estima mediante una técnica simplificada que considera orientación, espaciamiento y esfuerzos existentes, mientras que la fragmentación secundaria utiliza reglas empíricas proporcionadas por Laubscher.

La metodología, contiene tres módulos principales (Eadie, 2003):

- Fragmentación primaria: Cálculo de la fragmentación de la roca que rodea el macizo rocoso. El cálculo está basado en orientación y espaciamiento de discontinuidades y campo de esfuerzos existente.
- Fragmentación secundaria: Calcula la ruptura de la roca mientras se mueve durante la extracción de la columna. El cálculo considera factores de forma de los bloques, resistencia del bloque, esfuerzos del cave, esfuerzos inducidos por arqueamiento de la columna de extracción y la altura de extracción.
- Análisis de colgaduras. Determina las colgaduras posibles en una batea usando la fragmentación secundaria como dato de entrada. Este análisis se genera en el proyecto Palabora.

Respecto a la información de entrada básica para el software *Block Caving Fragmentation*, se requiere según Eadie (2003):

- Discontinuidades:
 - Dip y Dip *direction* de cada set de discontinuidades (valor medio y rango).
 - Espaciamiento mínimo y máximo de discontinuidades junto con el tipo de distribución asociada.
 - Condición de discontinuidades.
- Resistencia macizo rocoso: La resistencia del macizo rocoso es requerida para calcular el potencial esfuerzo de desprendimiento durante la fragmentación primaria y para determinar si los bloques se dividirán cuando se forme el arco (*cave-back*) en la columna de extracción.
 - IRS (*Intact Rock Strength* – Laubscher (1990)).
 - IBS (*Intact Block Strength* – Laubscher (2001)), este valor depende del IRS y la presencia y condición de las vetillas existentes.
 - Clasificación macizo rocoso (IRMR (*Rock Mass Rating* - Laubscher)).
 - Valor “m” del criterios de falla de Hoek and Brown (1997).
- Orientación frente de hundimiento:
 - Dip y Dip *direction* de la orientación del frente de hundimiento.
- Esfuerzos: Los esfuerzos existentes en el frente de hundimiento son necesarios por el programa para decidir si la separación de compresión, corte o tensión ocurrirá a través de la superficie de la discontinuidad que posiblemente es formadora de bloques.

Este programa entrega como resultados un set de gráficos y estadísticos de la distribución de tamaños de bloque, sin embargo su principal desventaja es el manejo de una gran cantidad de datos de entrada.

2.9.5. JKFRAG

Metodología desarrollada por Eadie (2003) para estimar los bloques *in-situ* y predecir la fragmentación primaria, este modelo busca a través de la utilización del “*Hierarchical Rock Mass Model*” por Harries (2001) determinar el inicio y termino de las discontinuidades a través del tiempo y la interrelación que tienen estas dentro de una vecindad.

Eadie mediante triangulaciones, busca relacionar una discontinuidad con sus vecinas, evitando así la independencia de discontinuidades que todos los modelos de fragmentación previos proponen, esta metodología se llama “*Tessellation Procedure*” y busca suplir la principal desventaja del modelo BCF respecto a la fragmentación primaria, que es la independencia de las discontinuidades y por lo tanto de los bloques respecto a su vecindad, comportamiento que rara vez es observado en la realidad, la Figura 2.20 muestra la metodología simplificada propuesta por Eadie.

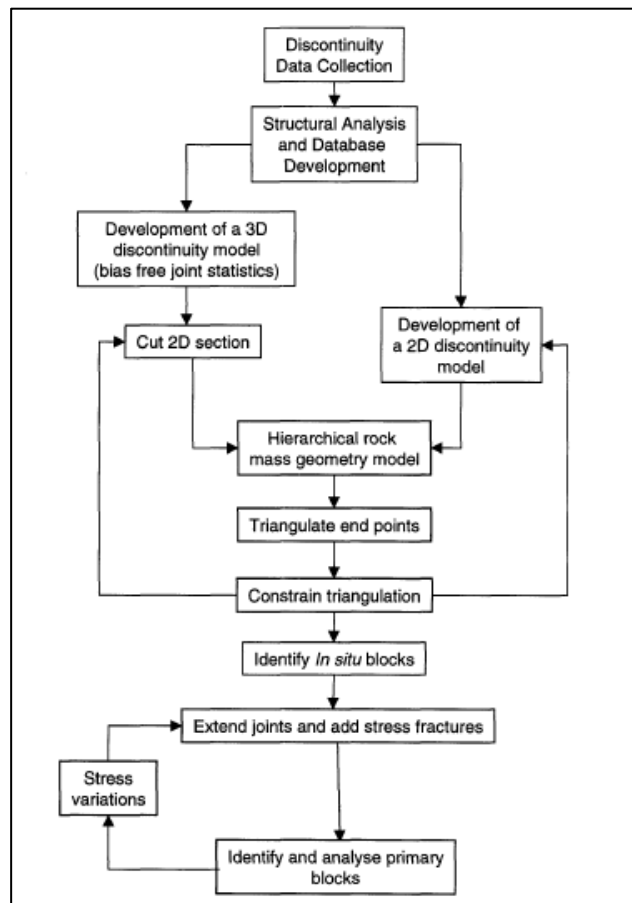


Figura 2.20 Diagrama simplificado que muestra las etapas en JKFRag. (Eadie, 2001)

2.9.6. Size

Metodología desarrollada por Merino (1986), estima la fragmentación primaria y secundaria en minas de *block* y *panel caving*.

El algoritmo contempla inicialmente la estimación de la fragmentación primaria, la cual es calculada a partir de la frecuencia de fracturas por metro de los set principales de discontinuidades donde el tamaño de los bloques primarios es calculado a través de simulaciones de Montecarlo.

La estimación de fragmentación secundaria se efectúa en dos etapas, utilizando la función de selección, la cual define la probabilidad de que un fragmento cualquier sea seleccionado para que se fragmente y la función de quiebre, que define la forma o el número de trozos en que un fragmento cualquiera se quiebra.

Para la función de selección, el programa asume que la probabilidad de que un bloque sea seleccionado para ser fragmentado depende de la razón de aristas, o en otras palabras, de la forma que tenga este. Mientras mayor sea esta razón o factor de forma, mayor es la probabilidad de que el fragmento se quiebre. Por otro lado la función de quiebre asume que un bloque seleccionado generalmente se quiebra en dos trozos, considerando que existirá un plano más débil (fracturas secundarias que no influyen en la fragmentación primaria) a través del cual dicho trozo podrá quebrarse, sin embargo el programa tiene la posibilidad de modificar esta función de quiebre.

Basado en lo anterior esta metodología se puede resumir en las siguientes etapas:

1. Realización de simulaciones de Montecarlo para estimar la fragmentación primaria, esta se asume que será representativa del primer 20% de extracción de un bloque. Como resultado de estas simulaciones se obtienen bloques o fragmentos de volúmenes y factores de forma dados.
2. Utilización de la función de selección para elegir los bloques a fragmentarse en base a su factor de forma para luego utilizar la función de quiebre para romper los bloques seleccionados anteriormente en dos trozos, cada trozo tendrá la probabilidad de volver a quebrarse en etapas sucesivas de fragmentación, esto es controlado por el factor de forma de los nuevos bloques.
3. El programa considera un tamaño mínimo ruptura, bajo el cual no se puede seguir rompiendo un bloque, este valor se asume como $0.01 \text{ [m}^3\text{]}$.

Esta metodología se basa principalmente en la frecuencia de fractura (FF/m) de cada set o conjunto estructural presentes en el macizo, sin embargo su principal desventaja es que no considera condición de esfuerzos o material de relleno de las discontinuidades.

3. SYNTHETIC ROCK MASS

Las metodologías de *Discrete Element Method* (DEM) para simular arreglos granulares fueron introducidas en un principio por (Cundall y Strack, 1979) con el objetivo de simular macizos rocosos, desde este entonces se han realizado significativos avances junto con el aprovechamiento del desarrollo tecnológico. La metodología *Synthetic Rock Mass* (Mas Ivars, 2010) utiliza el software PFC^{3D} (Itasca, 2008), para mezclar la interacción de partículas esféricas junto con una red de discontinuidades, donde su orientación, posición y tamaño es descrito por un *Discrete Fracture Network* (DFN), mientras que sus propiedades mecánicas se rigen por el *Smooth Joint Contact Model* (SJCM).

La Figura 3.1 muestra la creación de un macizo rocoso sintético, donde en primer lugar se crea un arreglo de partículas esféricas, el cual puede ser contenido en probetas cilíndricas o paralelepédicas, que luego es intersectado con el DFN.

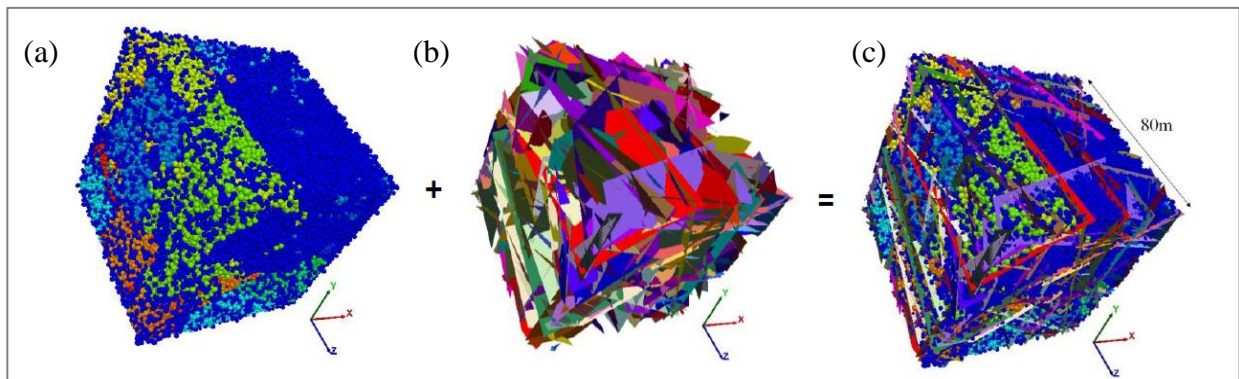


Figura 3.1: (a) Muestra creada con PFC^{3D} , (b) a la cual se le superpone un DFN, (c) resultando un macizo rocoso sintético. (Board & Pierce, 2009)

Estos macizos rocosos, se confeccionan en un laboratorio virtual, llamado *SRMLab*, mediante el ingreso de datos en pasos sucesivos, los que una vez elegidos, generan una probeta que puede ser ensayada virtualmente en pro de obtener sus macroparámetros y analizar cómo se comporta dinámicamente. La Figura 3.2 muestra la interfaz gráfica del laboratorio virtual *SRMLab* en su versión 1.7, además se destacan las principales secciones de la interfaz a modo de describirlas brevemente.

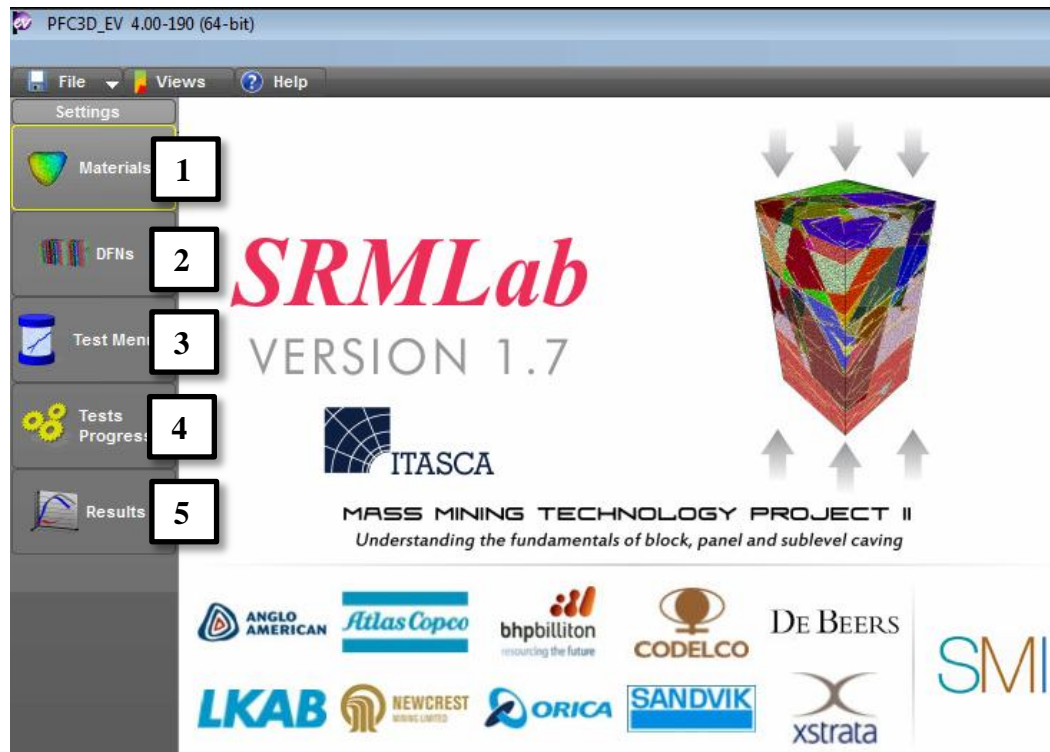


Figura 3.2 Laboratorio virtual SRMLab v1.7

1. *Materials*: Permite modificar definir la forma y tamaño de la probeta a crear para luego definir los microparámetros controlantes del arreglo de partículas, en general permite modificar completamente el modelo BPM tanto en su versión estándar como *enhanced*. Se pueden crear tantas probetas como se requiera.
2. *DFN's*: Permite importar (pero no crear ni modificar) DFN's y sus micropropiedades, los archivos DFN se pueden importar desde formatos *fracman disk*, *itasca disk* y *fishlab disk* mientras que los microparámetros como archivos *.dat*, en esta sección se puede además visualizar la red permitiendo importar tantos DFN como se desee.
3. *Test Menu*: Permite elegir qué tipo de ensayos se le va a realizar a la probeta, permitiendo elegir el material y DFN, además de poder configurar las propiedades de los ensayos, tales como confinamiento, dirección, criterios de finalización, etc. Estas propiedades dependerán del ensayo que uno quiera practicar.
4. *Test Progress*: Esta sección permite visualizar que ensayos ya finalizaron o resultaron fallidos, los que corren actualmente y cuantos quedan por realizar.
5. *Results*: Permite visualizar los resultados, obtener curvas de esfuerzo deformación, curvas de fragmentación, deformaciones volumétricas, trayectorias de esfuerzos, cantidad de daño en las muestras, etc. *SRMLab* permite visualizar las curvas que uno desee, además de poderlas exportar como imagen o archivos Excel.

A continuación se presenta un resumen, realizado por Suzuki (2013), de los modelos numéricos utilizados para representar la roca intacta y discontinuidades mediante la técnica de

macizos rocosos sintéticos. La sección 3.1 describe los modelos de partículas utilizados para representar a la roca intacta y la sección 3.2 el modelamiento de las discontinuidades, desde la generación de una red discreta de discontinuidades (DFN) para definir su geometría, distribución y orientación, hasta los microparámetros que controlan el comportamiento mecánico del modelo.

3.1. Roca intacta

Para representar a la roca intacta se utiliza el modelo *Bonded Particle Model* (BPM) (Potyondy & Cundall, 2004), el cual se compone de partículas esféricas (granos) y contactos entre ellas (cemento). Existen dos modelos que unen dos partículas, el *Contact bond model*, que es el contacto entre partículas en un punto, y el *Parallel bond model*, que es un contacto con un tamaño finito que actúa sobre una sección circular entre partículas. Ambos tipos de contactos pueden estar activos al mismo tiempo. Un contacto existirá hasta que falle. Además, se considera que tanto los granos como el cemento son deformables, y que el contacto entre ambos puede romperse.

3.1.1. Contact bond model

Si sólo existen partículas y no cemento entre ellas, las partículas pueden moverse independientes unas de otras y sólo interactuar en un punto de contacto. Esta interacción puede verse como un resorte, con una rigidez normal (k^n) y otra de corte (k^s), las cuales se definen en la ecuación [6] a partir del módulo de Young (E_c), diámetro (D) y razón entre las rigideces (k^n/k^s), para cada una de las partículas de la muestra.

$$\begin{aligned} k^n &= 2DE_c \\ k^s &= k^n / \left(\frac{k^n}{k^s}\right) \end{aligned} \quad [6]$$

Las partículas dentro de la muestra, satisfacen una distribución uniforme en el rango $[D_{\min}, D_{\max}]$, para determinar estos valores se define el diámetro promedio (D_{promedio}) y la razón entre el diámetro máximo y el mínimo (D_{\max}/D_{\min}). El radio mínimo y el máximo de las partículas quedan definidos por la ecuación [7].

$$\begin{aligned} R_{\min} &= \frac{D_{\text{promedio}}}{1 + \left(\frac{D_{\max}}{D_{\min}}\right)} \\ R_{\max} &= \left(\frac{D_{\max}}{D_{\min}}\right) R_{\min} \end{aligned} \quad [7]$$

Entre dos granos hay una fuerza de contacto F_i , que representa la acción de la partícula A sobre la B (ver Figura 3.3). Esta fuerza se descompone en una componente normal (F^n) y otra de corte (F^s), existiendo un límite que corresponde a la resistencia normal (F_i^n) y de corte (F_i^s) del contacto. Si la magnitud de la fuerza normal iguala o excede la resistencia a la tracción del contacto este fallará ($F^n \geq F_i^n$). Después de la falla, las fuerzas normal y de corte serán cero. Si la magnitud de la fuerza de corte iguala o excede la resistencia al corte del contacto este fallará ($F^s \geq F_i^s$), pero las fuerzas del contacto no cambian. Este último caso se da cuando las partículas están rotando (ya que no existe resistencia al momento) o cizallándose.

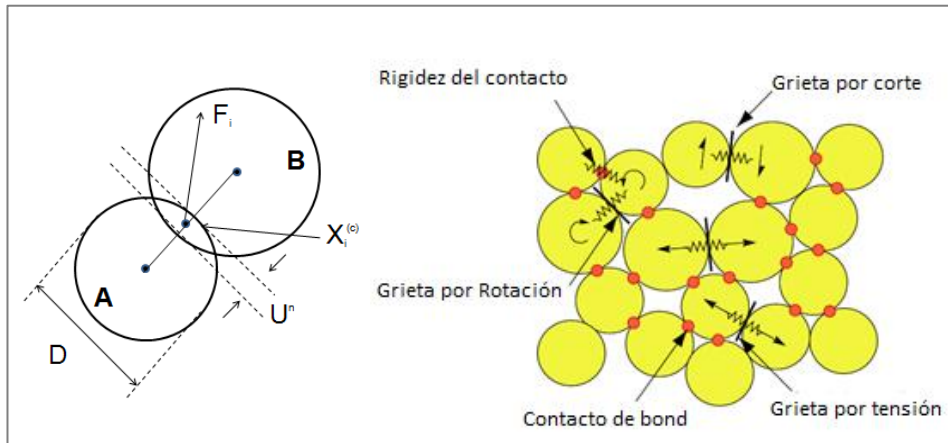


Figura 3.3: Modelo BPM – Contact Bond Model. (modificado de Potyondy & Cundall, 2004)

El comportamiento constitutivo del *Contact Bond Model* que relaciona la componente normal y la de corte de la fuerza con el desplazamiento, se muestra en la Figura 3.3. En la figura, F^n es la fuerza normal del contacto y U^n el desplazamiento normal. Por convención PFC^{3D} considera las fuerzas de tracción positivas ($F^n \geq 0$) y las fuerzas de compresión negativas ($F^n \leq 0$). Las partículas son cuerpos rígidos, pero pueden traslaparse entre sí en el punto de contacto en el caso de encontrarse en compresión ($U^n > 0$). F^s es la fuerza de corte del contacto y U^n el desplazamiento de corte relativo a la ubicación original del contacto. En el caso de que exista una separación entre las partículas, y las fuerzas normales y de corte sean cero, puede ocurrir deslizamiento friccional.

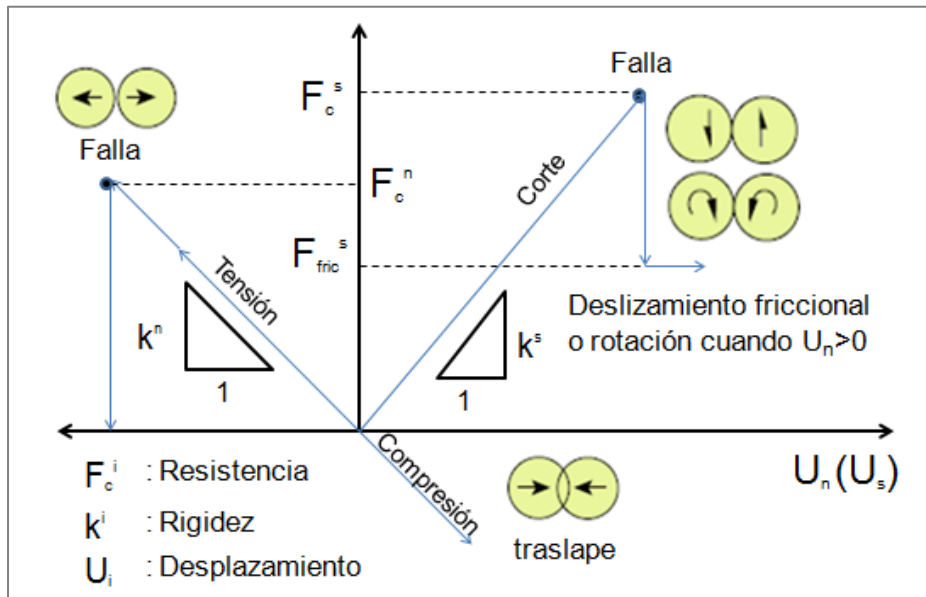


Figura 3.4: Comportamiento fuerza-desplazamiento, con respecto a los componentes normales y de corte en el contacto entre partículas. (modificado de Cho, 2007)

La Tabla 3.1 muestra un resumen de los micro-parámetros que caracterizan al *Contact Bond Model*.

Tabla 3.1: Microparámetros de las partículas (BPM) – Contact Bond Model.

E_c	:	Módulo de deformación de las partículas [GPa].
k^n/k^s	:	Razón entre la rigidez normal y de corte de las partículas.
ρ	:	Densidad de las partículas [kg/m ³]. No afecta el comportamiento del modelo.
μ	:	Coefficiente de fricción de las partículas.
D_{\max}/D_{\min}	:	Relación entre los diámetros máximo y mínimo de las partículas, y que afecta al empaquetamiento de las partículas.

3.1.2. Paralell bond model

Este contacto establece una interacción elástica entre partículas, en paralelo con el modelo anterior (*Contact Bond Model*) y el modelo que permite a las partículas deslizarse entre sí. Además de una fuerza total, el cemento que une a dos partículas (*Parallel Bond*) tiene asociado un momento. En la Figura 3.5 son \bar{F}_i y \bar{M}_i respectivamente, y corresponden a la acción del cemento sobre la partícula B. Cada uno de estos vectores se descompone en una parte normal y otra de corte con respecto al plano de contacto (ecuación [8]).

$$\begin{aligned}\bar{F}_i &= \bar{F}_i^n + \bar{F}_i^s \\ \bar{M}_i &= \bar{M}_i^s + \bar{M}_i^n\end{aligned}\quad [8]$$

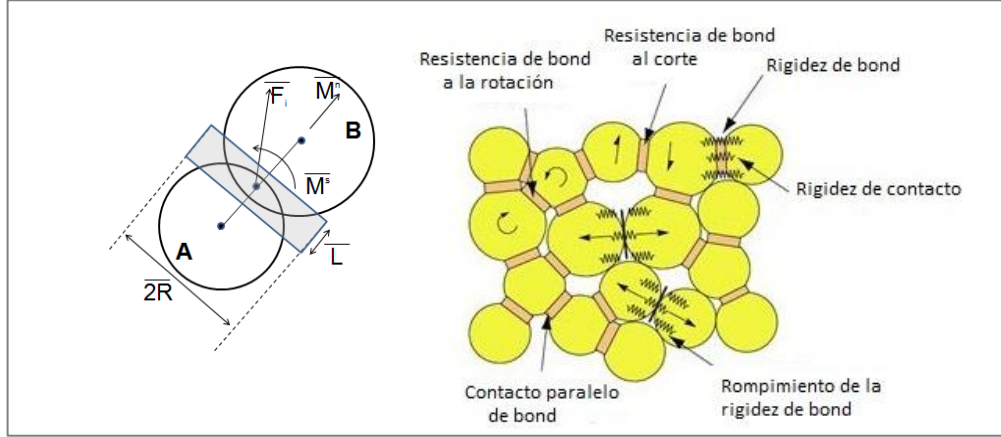


Figura 3.5: Modelo BPM – Parallel Bond Model. (modificado de Potyondy & Cundall, 2004)

Este vínculo corresponde a un disco de ancho \bar{L} , que es cercano a cero, y de radio $\bar{R} = \bar{\lambda} \min(R^{(A)}, R^{(B)})$ que depende de un factor $\bar{\lambda}$. Como existe un área finita de contacto, este vínculo es capaz de resistir rotaciones. Este modelo considera resortes uniformemente distribuidos sobre una región rectangular con cierta rigidez normal (\bar{k}^n) y de corte (\bar{k}^s). Las cuales se definen en la ecuación [9] a partir del módulo de Young (\bar{E}_c), del radio de ambas partículas ($R^{(i)}$), y de la razón entre las rigideces (\bar{k}^n/\bar{k}^s).

$$\bar{k}^n = \frac{\bar{E}_c}{R^{(A)} + R^{(B)}} \quad [9]$$

$$\bar{k}^s = \bar{k}^n / \left(\bar{k}^n / \bar{k}^s \right)$$

Las resistencias a la tracción y al corte dependen de la fuerza y del momento entre las partículas. Ambos criterios están en la ecuación [10], en donde, A es el área, I el momento de inercia, J el momento polar de inercia y el parámetro $\bar{\beta}$ es un factor de contribución del momento, y se considera igual a 1.

$$\bar{\sigma}^{max} = \frac{-\bar{F}_i^n}{A} + \bar{\beta} \frac{|\bar{M}_i^s|}{I} \bar{R} \quad [10]$$

$$\bar{\tau}^{max} = \frac{|\bar{F}_i^s|}{A} + \bar{\beta} \frac{|\bar{M}_i^n|}{J} \bar{R}$$

Si el esfuerzo supera la resistencia a la tracción ($\bar{\sigma}^{max} \geq \bar{\sigma}_c$) o al corte ($\bar{\tau}^{max} \geq \bar{\tau}_c$), entonces este vínculo se romperá (Figura 3.6). Siempre que dos partículas están en contacto, existe una rigidez asociada. En el caso de que falle el cemento existente entre dos partículas se tendrá una reducción en la rigidez del cemento, debido a que ésta tiene una contribución de la

rigidez del contacto y del mismo cemento. La rigidez se elimina aunque las partículas continúen en contacto.

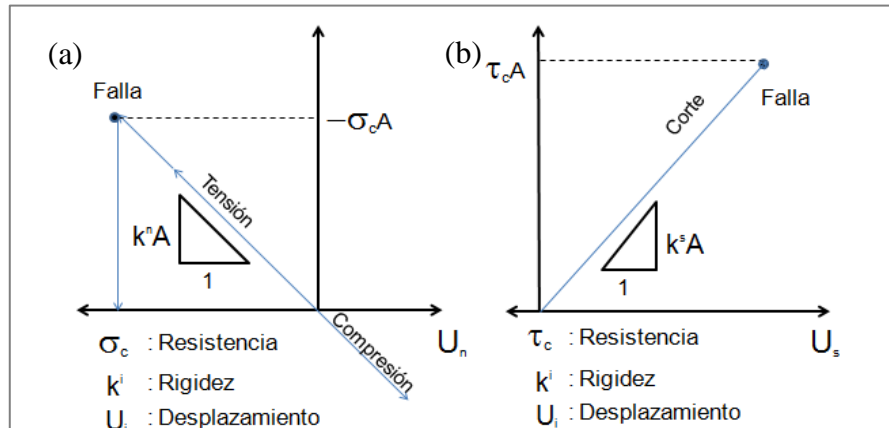


Figura 3.6: Comportamiento fuerza – desplazamiento, con respecto a los (a) componentes normales y (b) de corte en el cemento entre las partículas. (modificado de Itasca, 2008)

Este modelo, aproxima adecuadamente el comportamiento mecánico de la roca representándola como un material granular cementado, pero algunas limitaciones son (Potyondy & Cundall, 2004):

- No es capaz de reproducir ángulos de fricción de la roca intacta mayores a 30° .
- No reproduce razones entre UCS y resistencia a la tracción superiores a 4.
- Reproduce una envolvente de falla lineal.

3.1.3. Enhanced BPM

De manera de mejorar el modelo BPM, se realizan modificaciones con las cuales se eliminan las limitaciones mencionadas anteriormente, dando paso a la versión mejorada (*Enhanced BPM*). Los cambios realizados son:

1. Respecto al criterio utilizado para determinar la resistencia de tracción y de corte del cemento (ecuación [10]), se considera que el momento no contribuye en el esfuerzo máximo ($\bar{\beta} = 0$). A pesar de esto, el momento si se considera en el traspaso de cargas.
2. Se utiliza el criterio de falla de Mohr-Coulomb, el cual considera que la resistencia al corte del cemento es función de la cohesión (\bar{c}), ángulo de fricción ($\bar{\phi}$) y del confinamiento (σ).
3. Se determina un nuevo modo de transferencia de carga al romperse un cemento. El modelo BPM considera que la carga es repartida entre los contactos y el cemento, mientras que el *Enhanced BPM* considera que el cemento soporta toda la carga hasta fallar y luego la traspasa al contacto entre partículas.

Al considerar las modificaciones anteriores se obtienen razones mayores entre *UCS* y la resistencia a la tracción, y los siguientes efectos (Potyondy, 2011):

1. En los ensayos de tracción directa se observa que:
 - Al eliminar la contribución de momento en el criterio de falla ($\bar{\beta} = 0$), aumenta la resistencia a la tracción.
 - No existe un efecto claro en el comportamiento del daño producido. Al llegar al *peak* el daño se localiza en uno o más puntos de la muestra, al igual que en el caso en que $\bar{\beta} = 1$. Todo el daño consiste en falla por tracción de los *parallel bonds*, por lo que la resistencia a la tracción sólo depende del micro-parámetro $\bar{\sigma}_c$, y no se ve influenciado por \bar{c} .
2. En los ensayos de compresión se observa que:
 - Cuando $\bar{\beta} = 1$ no existe falla por corte, mientras que el *peak* coincide con el umbral de inicio de daño por tracción, además, el cambio de contractivo a dilatante en la curva de deformación volumétrica ocurre después del *peak* (Figura 3.7a).
 - En el caso de utilizar $\bar{\beta} = 0$ el material alcanza un mayor *peak*. Se observa un *pre – peak softening* desde el punto en que comienzan a crearse grietas (Figura 3.7b).

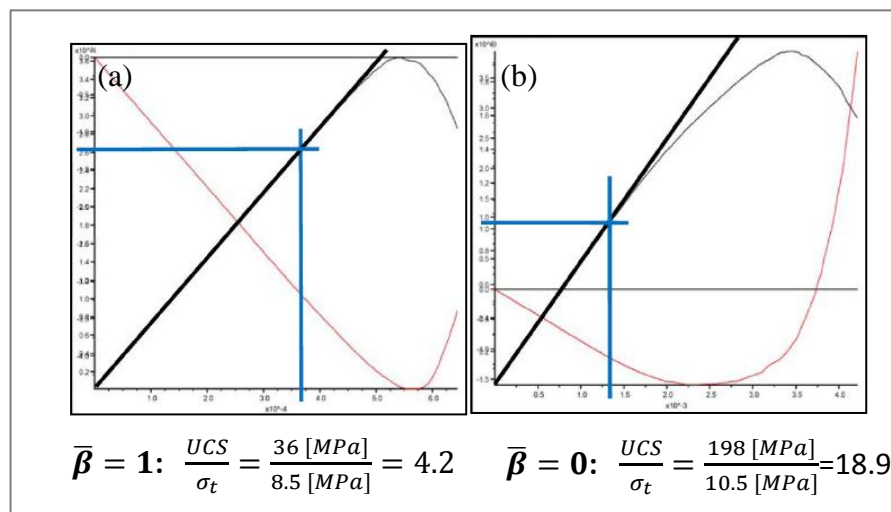


Figura 3.7: Curva esfuerzo–deformación (en negro) y de deformación axial – volumétrica (en rojo) para un ensayo de compresión uniaxial con $\bar{\beta}$ igual a 0 y 1. En azul se destaca el inicio de daño por tracción. (Potyondy, 2011)

Considerar que el momento no influye en la ruptura es cuestionable, por lo que un modelo más realista podría considerar un factor $\bar{\beta}$ entre 0 y 1, de modo de que el sistema considere parcialmente un aporte del momento.

Las propiedades del cemento, tanto para el modelo estándar como para el *Enhanced BPM*, quedan resumidas en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2: Micro–parámetros del cemento (BPM) – Parallel Bond Model.

$\bar{\sigma}_c$:	Resistencia a la tracción del cemento, se debe especificar tanto la media como la desviación estándar [MPa].
$\bar{\tau}_c$:	Resistencia al corte del cemento, en el BPM estándar, debe especificarse la media y la desviación estándar [MPa] (considerándose $\bar{c} = \bar{\tau}_c$ y $\bar{\phi} = 0$). Mientras que en el <i>Enhanced BPM</i> , se utiliza directamente el modelo de Mohr Coulomb, por lo que debe especificarse la media y desviación estándar de la cohesión (\bar{c}) y el ángulo de fricción ($\bar{\phi}$).
\bar{E}_c	:	Módulo de Young del cemento [GPa].
\bar{k}^n / \bar{k}^s	:	Razón entre la rigidez normal y la de corte del cemento por área.
$\bar{\beta}$:	Factor de contribución del momento en el esfuerzo máximo. En el <i>Standard BPM</i> contribuye ($\bar{\beta} = 1$), mientras que en el <i>Enhanced BPM</i> no ($\bar{\beta} = 0$).
B_{pb_all}	:	Parámetro que establece el modo de transferencia de carga. En el BPM estándar el cemento y los contactos soportan carga al mismo tiempo (False), mientras que en el <i>Enhanced BPM</i> la carga es soportada por el cemento hasta la falla y luego transferida a los contactos (True).

3.2. Discontinuidades

Las características geométricas y las propiedades mecánicas de las discontinuidades influyen en la anisotropía que pueda tener un macizo rocoso y son unas de las causas del efecto de escala. Estas discontinuidades se representan a través de dos modelos:

- *Discrete Fracture Network* (DFN), que modela la geometría de las fracturas (intensidad y largo) y su ubicación en el espacio.
- *Smooth Joint Contact* (Mas Ivars et al., 2008), representa las propiedades mecánicas de las discontinuidades (definidas por la resistencia y deformabilidad).

Con respecto al DFN, se presentan a continuación los parámetros requeridos para definirlo y sus principales características. Los DFN pueden ser estimados de forma determinística (Suzuki, 2013) o estocástica, en esta memoria se utiliza un modelo generado por El Teniente de forma estocástica, dado el gran número de discontinuidades que representan un *stockwork* típico.

3.2.1. Discrete fracture network (DFN)

A excepción de un modelo explícito de una fractura individual o sets de discontinuidades simplificados, el uso de la herramienta estocástica DFN es la mejor opción disponible actualmente para crear geometrías más realistas que consideren la naturaleza heterogénea de un modelo de macizo rocoso fracturado. La base del modelamiento con DFN es caracterizar cada

una de las discontinuidades dentro de un dominio estructural distinto para crear una representación tridimensional del medio fracturado. El DFN se genera a partir de información obtenida en terreno (Figura 3.8) como sondajes, túneles, líneas de detalle o ventanas de mapeo.

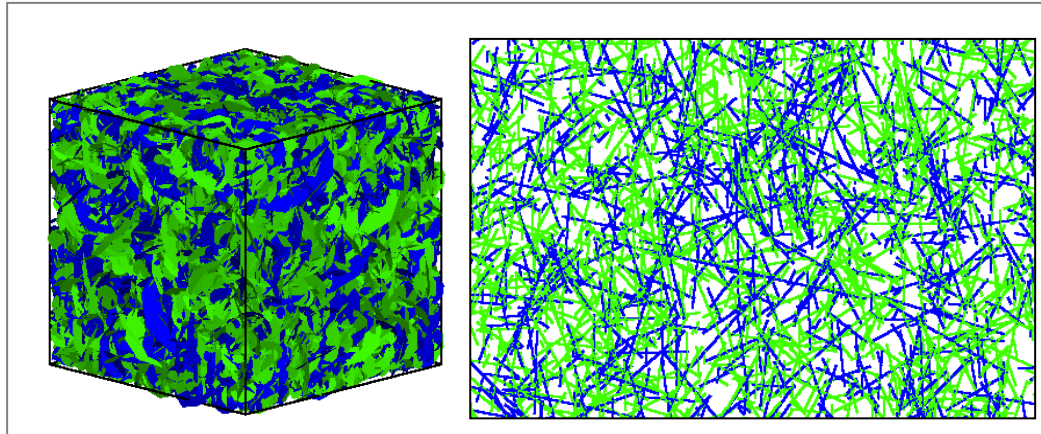


Figura 3.8: DFN en 3 y 2 dimensiones con dos set de discontinuidades. (Suzuki, 2013)

Para definir un DFN, los parámetros requeridos son la orientación y el número de sets estructurales, el largo de las estructuras y la intensidad de fracturamiento (Figura 3.9).

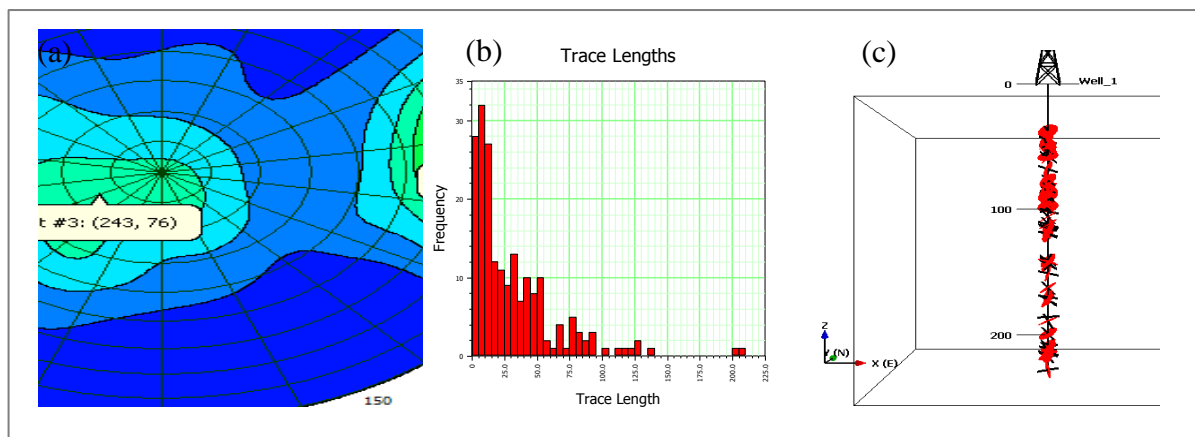


Figura 3.9: Parámetros necesarios para la construcción de un DFN. (a) Orientación y número de familias, (b) distribución de largos de las discontinuidades y (c) Intensidad de fracturamiento, en esta caso descrita por el P_{10} obtenido del número de discontinuidades es un sondaje. (Elmo, 2011)

Para reproducir las orientaciones de las discontinuidades, se construyen distribuciones empíricas para cada uno de los sets de discontinuidades en base a toda la información disponible. La distribución de tamaños de fracturas se debe ajustar para que sea consistente con las observaciones de carácter cualitativo (información que normalmente es limitada).

La intensidad del sistema de fracturas (Figura 3.10), puede definirse a partir del sistema P_{xy} , en donde “x” se refiere a la dimensión del espacio en donde se encuentra la muestra (1D se refiere a una línea, 2D a una superficie y 3D a un volumen), e “y” indica la dimensión en la que se está midiendo la intensidad de fractura (0D se refiere al número, 1D a una línea, 2D a un plano y 3D a un volumen). Los más importantes para representar el DFN son el P_{10} [1/m] y el P_{32} [m^2/m^3], que indican frecuencia de fracturas por metro y superficie de fractura por volumen respectivamente. El P_{10} es anisotrópico, dependiendo de la dirección en la que se mide.

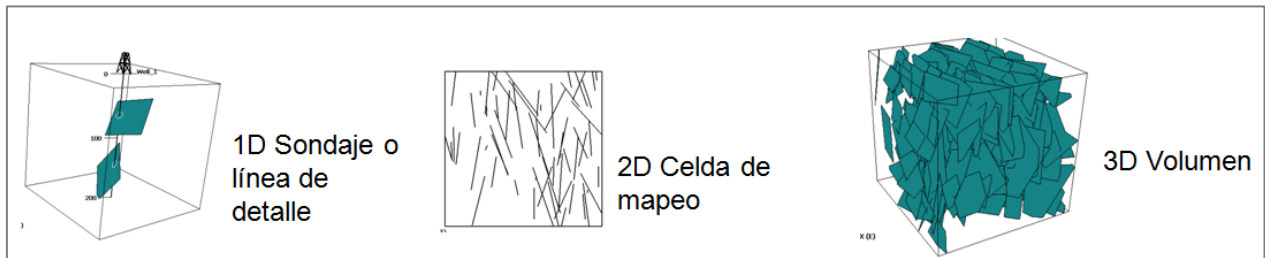


Figura 3.10: Dimensiones del espacio en la que se mide la intensidad de fractura de un DFN. (Elmo, 2011)

Al momento de crear un DFN se considera la interacción entre discontinuidades y el orden geológico en el cual fueron apareciendo, ya que en la naturaleza estas fracturas se crean bajo específicos mecanismos de esfuerzos asociados a eventos geológicos. Si no se dispone de información geológica, se puede realizar un análisis de sensibilidad con realizaciones aleatorias con tal de obtener los resultados deseados. Teóricamente no existe un límite de discontinuidades que pueden insertarse en un DFN, pero si es importante tener en cuenta la cantidad de partículas y la resolución de la muestra sintética de SRM. También se debe tener en cuenta el volumen en el cual se contiene un DFN, el cual debe tener un tamaño lo suficientemente grande como para permitir que la geometría de las discontinuidades en una muestra de SRM no presente efectos de borde debido a las discontinuidades que son truncadas (Figura 3.11).

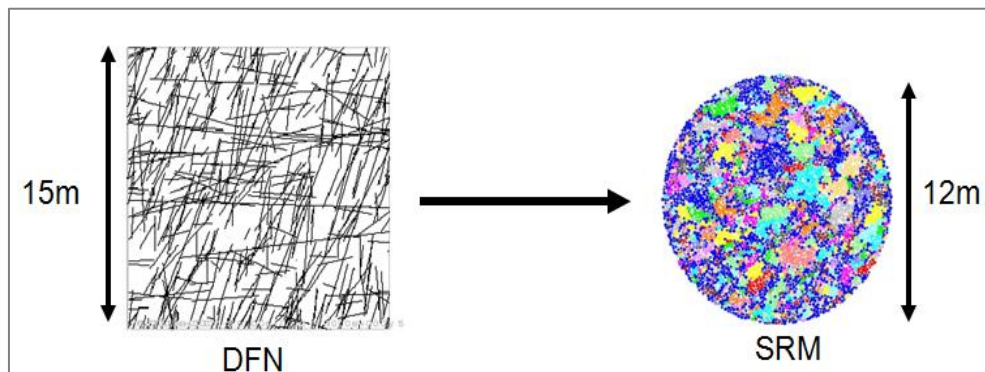
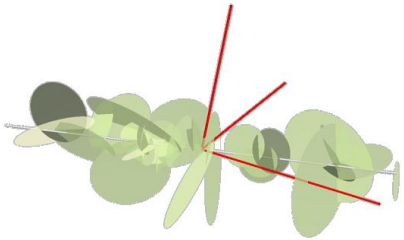


Figura 3.11: Efectos de borde en un DFN. (Mas Ivars, 2010)

Actualmente, existen dos códigos comerciales distintos para crear un DFN: *FracMan* desarrollado por *Golder Associates*, y *3FLO* de *ITASCA*. En ambos casos el modelo de fractura es representado por discos que tienen un espesor despreciable, siendo compatibles para la creación de una muestra de SRM. Las propiedades que describen a cada uno de estos discos se presentan en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3: Variables que caracterizan la geometría de cada una de las discontinuidades.

	Posición :	Coordenadas del centro del disco (x, y, z).
	Radio :	Radio del disco [m].
	Dip/dipdir :	Orientación [°].

Los parámetros que caracterizan al DFN se encuentran en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4: Propiedades que caracterizan un DFN.

n – Joints :	Número total de discontinuidades que tiene el DFN.
n – Joints Sets :	Número de set de propiedades (para dominio estructurales distintos).
Center :	Centro del sistema, estimado como el promedio del centro de cada discontinuidad ponderada por el inverso de su tamaño. De esta forma si existe un número grande de discontinuidades pequeñas, estas tendrán mayor ponderación que las que sean más largas.
$P_{10}(x,y,z)$:	Densidad de fracturas en 1D, definiéndose en cada dirección (x, y, z).
Size :	Tamaño del bloque en que queda incluido todo el volumen del DFN. Se calcula como el paralelepípedo más pequeño que toca todas las discontinuidades. No tiene relación con la distribución de largos de las discontinuidades.

3.2.2. Smooth Joint Contact Model (SJCM)

Las interfaces en modelos numéricos consisten en arreglos de partículas unidas entre sí, a las cuales se les quita el contacto existente a lo largo de un plano para luego asignarles un nuevo contacto con baja resistencia y rigidez (ver Figura 3.12). Lo anterior genera rugosidad entre las partículas, lo cual es un problema. Además, esta representación no permite generar modelos con un gran número de discontinuidades.

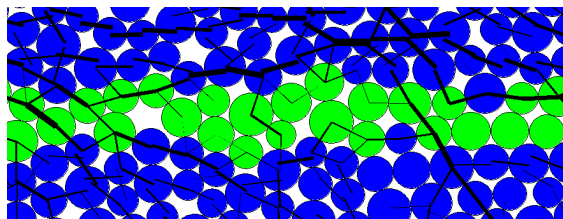


Figura 3.12: Representación de discontinuidades en modelos numéricos. (Mas Ivars, 2010)

El modelo con *smooth joints* (propuesto por Cundall el año 2005), simula el comportamiento de una superficie lisa sin importar las orientaciones de las partículas que existan a lo largo de ella (Figura 3.13), permitiendo crear un gran número de discontinuidades poco persistentes. La geometría efectiva de la discontinuidad consiste en dos superficies planas. Durante cada paso de tiempo, el incremento de desplazamiento traslacional relativo entre las dos superficies se descompone en una componente normal y en otra tangencial, componentes que se multiplican por las rigideces normal y de corte del *smooth joint* para producir incrementos en la fuerza de la discontinuidad (Mas Ivars et al., 2008).

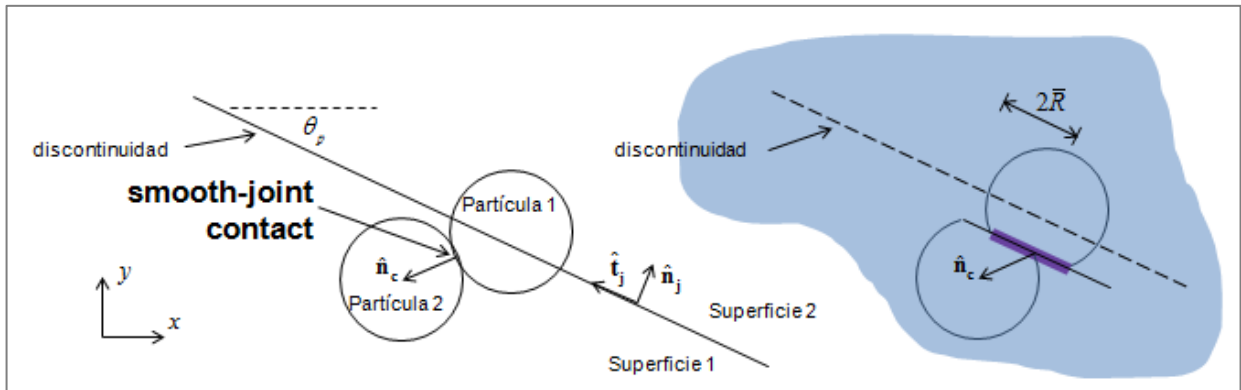


Figura 3.13: Smooth Joint Contact Model (modificado de Mas Ivars et al., 2008)

Este contacto se denomina como “*smooth*” debido a que el par de partículas unido por uno de estos contactos puede superponerse y pasar por sobre el otro, sin necesidad de moverse alrededor del otro. En este sistema, existen componentes de rigidez normal (\bar{k}_n) y de corte (\bar{k}_s) entre los contactos, además, las partículas se traslapan unas a otras en el caso en que se encuentren en compresión y pueden fallar por tracción). La Figura 3.14 ejemplifica el modelo de Coulomb sin cohesión (para fracturas abiertas), por lo que las partículas pueden deslizarse. El *smooth joint* tiene un radio $\bar{R} = \bar{\lambda} \min(R^{(A)}, R^{(B)})$ al igual que los *parallel bonds*.

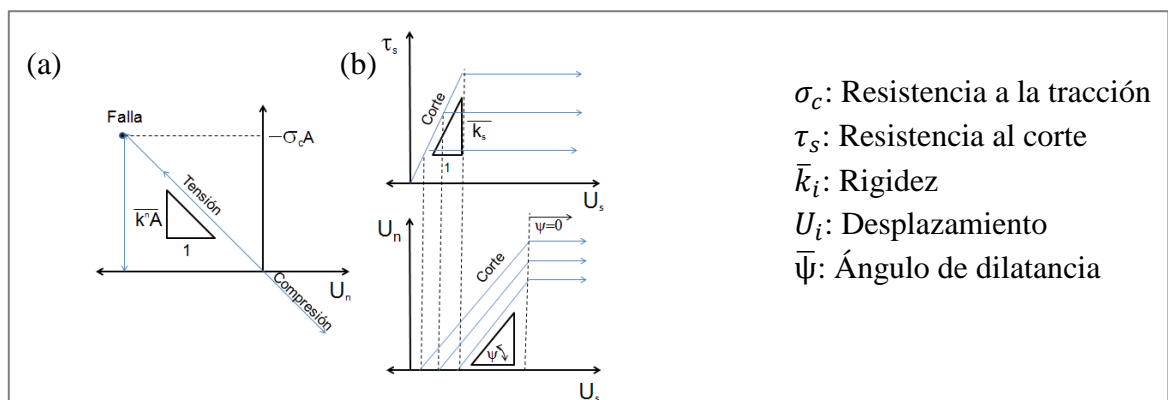


Figura 3.14: (a) Comportamiento fuerza-desplazamiento en la dirección normal y (b) modelo de Coulomb sin cohesión. (Mas Ivars, 2010)

Un punto importante que se debe considerar es la secuencia en la formación de fracturas. Una partícula puede tener sólo un *smooth joint*, por lo que si ya cuenta con uno y es interceptada para formar un segundo, este simplemente no se formará. En base a esto, la primera fractura será continua en su dominio completo, mientras que las fracturas consecuentes que la intercepten tendrán asperidades en las intersecciones (serán discontinuas). El comportamiento de una discontinuidad con fricción o de una vetilla con relleno se puede modelar utilizando *smooth joints* con cohesión en todos los contactos entre partículas que están a lados opuestos de una discontinuidad. En el caso que las discontinuidades se encuentren abiertas se debe especificar si se considera o no falla (por tensión o por corte) en el modo de contacto (parámetro M). Actualmente, los *smooth joints* pueden ser utilizados tanto en discontinuidades preexistentes como en fracturas creadas debido al daño en la muestra (el modelo SRM lo chequea constantemente). La Tabla 3.5 resume los micro-parámetros del modelo.

Tabla 3.5: Microparámetros que caracterizan un SJCM.

\bar{k}_n y \bar{k}_s	:	Rigidez normal y de corte por unidad de área [GPa/m].
$\bar{\lambda}$:	Factor multiplicador del radio.
μ	:	Coefficiente de fricción.
$\bar{\psi}$:	Ángulo de dilatación [°].
M	:	Modo de contacto $\left\{ \begin{array}{l} 0 - \text{sin contacto, no hay falla} \\ 1 - \text{sin contacto, falla por tracción} \\ 2 - \text{sin contacto, falla por corte} \\ 3 - \text{con contacto, para estructuras cerradas} \end{array} \right.$
σ_c	:	Resistencia a la tracción del contacto ($\sigma_c \geq 0$) [MPa].
c_b	:	Cohesión del contacto ($c_b \geq 0$) [MPa].
ϕ_b	:	Ángulo de fricción del contacto ($\phi_b \geq 0$) [°].

3.3. Tipos de ensayos

Dentro de las opciones disponibles en el laboratorio virtual *SRMLab* se encuentran disponibles ensayos de compresión uniaxial y triaxial, de tracción directa y de corte. Además, se encuentra implementado un ensayo de desconfinamiento triaxial al cual es posible indicarle una trayectoria de esfuerzos, y cuyo principal objetivo es determinar la fragmentación primaria durante la propagación del *caving*.

3.3.1. Ensayos de Tracción y UCS

Para la simulación de ensayos de tracción y compresión se utilizan muestras cilíndricas o paralelepípedas, ambos ensayos difieren solamente en la dirección en la cual es aplicada la carga,

la deformación en PFC^{3D} se puede aplicar de dos maneras: una aplicando deformaciones en los extremos de la probeta (*wall-servo*) y otra con un campo de deformaciones aplicado a todas las partículas en pequeños incrementos (*full strain*). Esta última permite reducir los tiempos de simulación hasta en un factor de diez, por lo que es el método utilizado en el modelo SRM. La Figura 3.15 muestra un esquema de estos conceptos, y las curvas esfuerzo–deformación obtenidas.

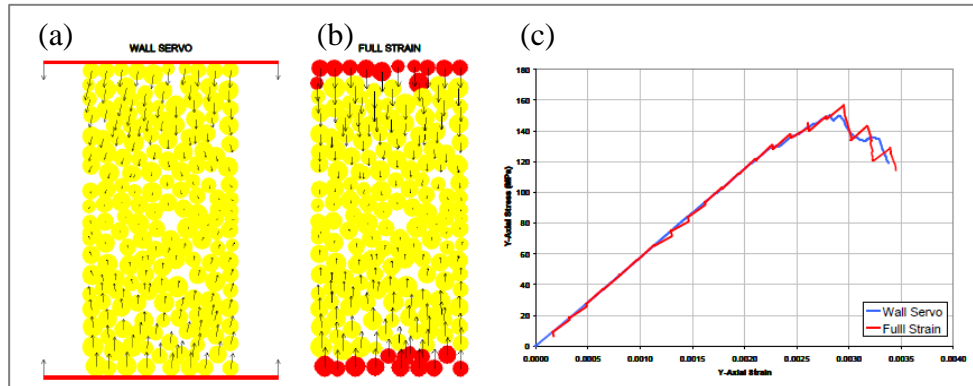


Figura 3.15: Aplicación de las deformaciones con (a) Wall Servo y (b) Full Strain, las partículas rojas se denominan *grips*. Los vectores indican la velocidad de las partículas. (c) Curvas de esfuerzo–deformación para ambos tipos de aplicación de deformaciones. (Mas Ivars, 2010)

3.3.2. Ensayos de Triaxiales

Los ensayos triaxiales están limitados solamente a geometrías cilíndricas, la muestra es cargada axialmente de la misma forma que en los ensayos UCS, con la diferencia de que ahora la probeta presenta una pared rígida de partículas en su exterior, de un ancho de 1.5 veces el diámetro de partícula, a la cual se le define una presión de confinamiento, tal como se observa en la Figura 3.16.

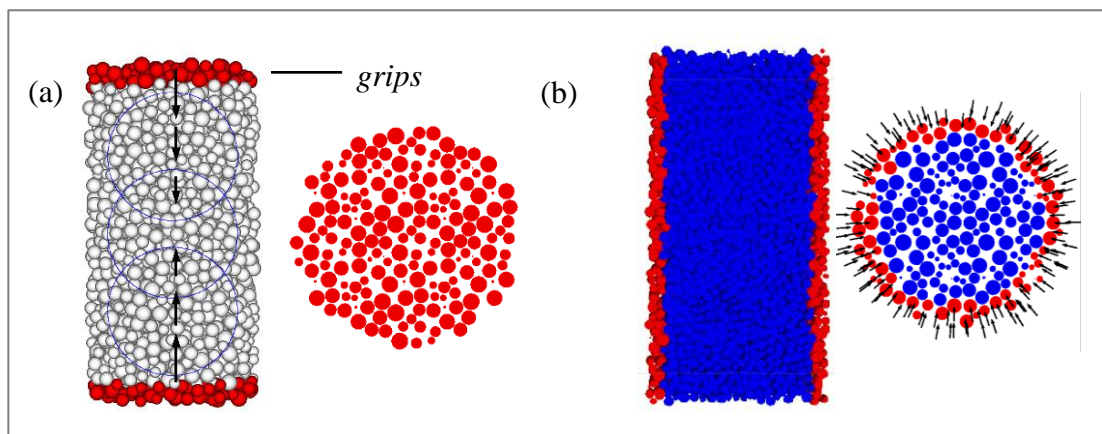


Figura 3.16: Ensayo triaxial donde en (a) se aprecia las esferas de medición y *grips* en una muestra sometida a compresión y (b) la pared rígida para el confinamiento lateral. (modificado de Suzuki, 2013)

3.3.3. Ensayos de Corte

Los ensayos de corte están limitado a muestras paralelepípedas, donde se tiene un bloque dividido en dos mitades, la mitad superior es desplazada a una velocidad constante la cual puede ser modificada en las opciones del ensayo y su dirección siempre va en el eje x, además se le aplica una carga normal en el eje z la cual también es a gusto del usuario, mientras que la mitad inferior permanece fija durante todo el ensayo. Este ensayo es utilizado también para obtener propiedades de discontinuidades, donde esta es insertada como un plano que divide ambas mitades de la probeta, cabe destacar que el bloque superior e inferior no se encuentran unidos de manera de poder generar un plano de falla entre ambas mitades.

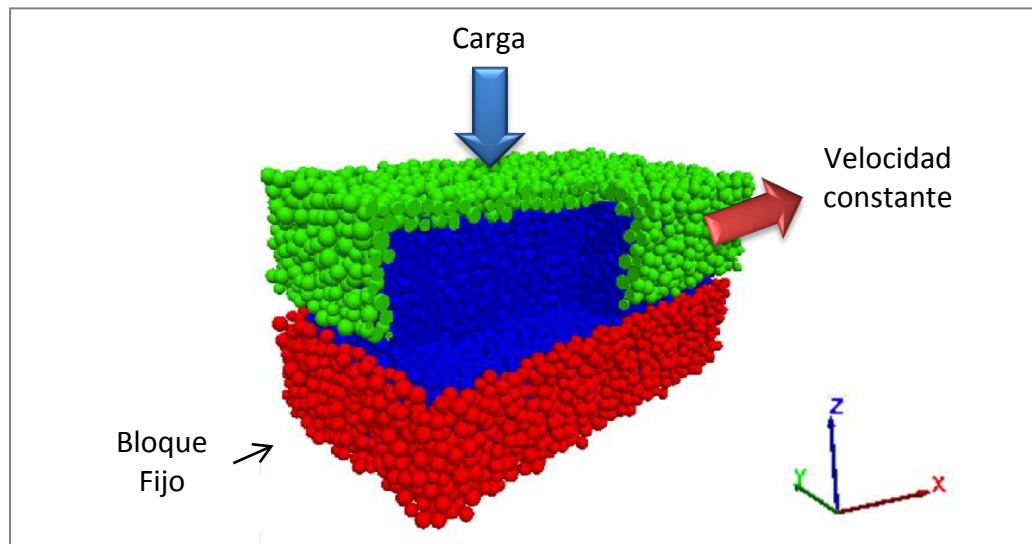


Figura 3.17: Esquema de un ensayo de corte directo, las partículas superiores (verdes) se utilizan para aplicar confinamiento y las partículas de la caja inferior (rojas) se encuentran fijas. (Hazzard, 2012)

3.3.4. Ensayos de desconfinamiento triaxial

Los ensayos de desconfinamiento triaxial, son un procedimiento experimental y por lo tanto está abierto a futuras modificaciones, actualmente este ensayo busca replicar las condiciones de esfuerzos en una muestra que se encuentra sobre el techo del *caving* y por lo tanto la dirección del esfuerzo mayor es horizontal (x) y la dirección del esfuerzo menor es vertical (z). Por simplicidad, los esfuerzos fuera del plano (y) se consideran igual al esfuerzo mínimo (z).

El input requerido corresponde los esfuerzos *in-situ* y los esfuerzos finales (Figura 3.18).

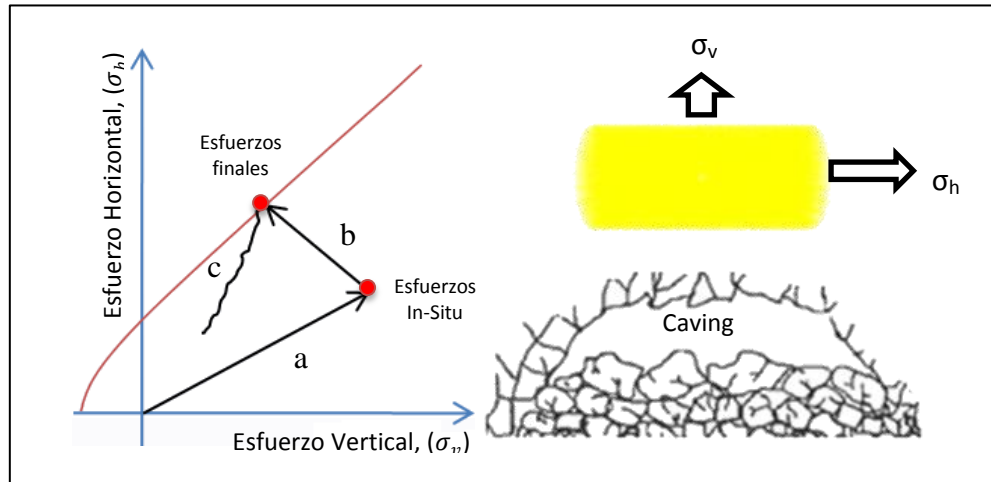


Figura 3.18: Etapas en los estados de esfuerzos para realizar un ensayo de desconfinamiento triaxial.

La primera etapa (a) busca alcanzar los esfuerzos *in-situ* aumentando el esfuerzo lateral y axial en la probeta. Alcanzado los esfuerzos *in-situ* se procede con la segunda etapa (b) la cual disminuye el esfuerzo lateral y aumenta el esfuerzo axial con el objetivo de alcanzar los esfuerzos finales especificados. Durante esta etapa es de esperar que no sea posible alcanzar el estado final de esfuerzos y la muestra falle antes. Cuando se detecta una disminución del esfuerzo axial, se asume que la muestra está comenzando a fallar. La descarga posterior a la falla queda influenciada por el ángulo de fricción especificado. Para cada incremento de deformación se procede a disminuir la carga lateral hasta que los cambios de esfuerzos son pequeños (etapa c).

La disminución del esfuerzo lateral se calcula mediante:

$$\Delta\sigma_{lateral} = \Delta\sigma_{axial} \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)} \quad [11]$$

Donde $\Delta\sigma_{axial}$ es la disminución del esfuerzo axial debido al paso de deformación anterior y ϕ es un ángulo de fricción que influencia la descarga una vez alcanzado la falla. Entre menor sea este ángulo, mayor será la descarga lateral. Para un ángulo de fricción mayor a 80° no hay descarga lateral, es decir, el esfuerzo lateral permanece constante.

4. METODOLOGÍA

A continuación se describe la metodología empleada para calibrar la técnica SRM a partir de resultados de ensayos de laboratorio y observaciones de terreno, que permitirán realizar las simulaciones a escala de macizo rocoso. Se describen los *inputs* necesarios y los principales supuestos realizados para estimar los parámetros de roca y vetillas.

La Figura 4.2 muestra un resumen metodológico del estudio, destacando los principales puntos de cada proceso.

4.1. Calibración de los bloques de roca

El objetivo de la calibración es determinar los microparámetros del modelo *enhanced* que permiten reproducir el comportamiento macroscópico de los bloques de roca. Los parámetros necesarios para calibrar el modelo que son obtenidos directamente de ensayos de roca a escala de laboratorio son:

- Resistencia a la compresión uniaxial: UCS .
- Módulos de deformación: E , ν .
- Resistencia a la tracción directa: σ_t .

Estos parámetros deben ser escalados al tamaño del bloque promedio del arreglo estructural. Para esto es necesario disponer de resultados de ensayos de compresión uniaxial a distintos tamaños de manera de ajustar una curva de escalamiento (Figura 4.1) según la metodología propuesta por Yoshinaka et al. (2008).

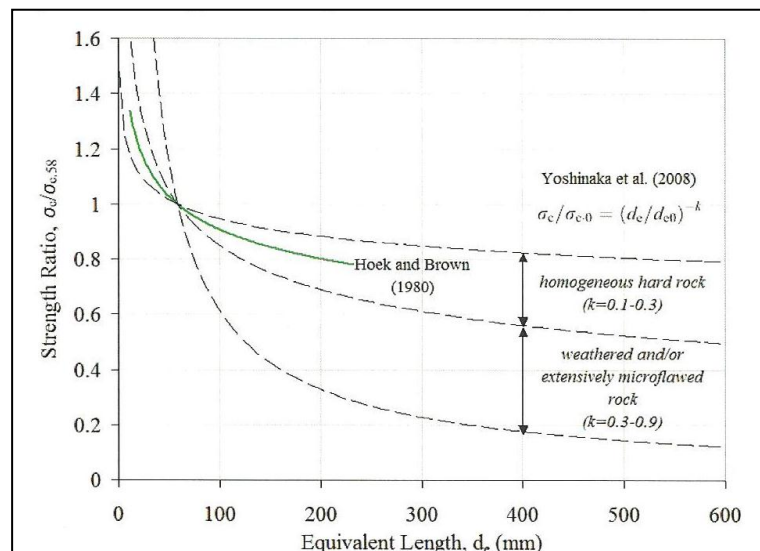


Figura 4.1: Relación efecto tamaño para el UCS de roca intacta propuesto por Yoshinaka et al. (2008).

La curva de escalamiento de la Figura 4.1 aplicada a ensayos de compresión uniaxial queda descrita por la siguiente ecuación:

$$\frac{UCS}{UCS_{de_o}} = \left(\frac{de}{de_o} \right)^{-k} \quad [12]$$

Dónde:

- de : diámetro equivalente de la muestra de roca, $de = \sqrt[3]{V}$, donde V es el volumen de la muestra.
- UCS : resistencia a la compresión uniaxial para un diámetro equivalente d_e .
- UCS_{de_o} : resistencia a la compresión uniaxial para un diámetro equivalente de_o .
- k : parámetro que describe la relación de escalamiento entre UCS y diámetro equivalente. Según Yoshinaka et al. (2008) este parámetro varía entre 0.1 y 0.3 para rocas homogéneas duras y entre 0.3 y 0.9 para roca alteradas y/o fisuradas.

Se asume que el módulo de deformación y módulo de Poisson son relativamente independiente de la escala (Yoshinaka et al., 2008), por lo que no se aplica corrección por escala a estos parámetros.

Una vez obtenidos los parámetros escalados al tamaño del bloque promedio se procede a simular ensayos de tracción directa, uniaxiales y triaxiales para calibrar los microparámetros del modelo.

4.2. Calibración de vetillas

Al igual que para la roca intacta es necesario determinar los parámetros de vetillas necesarios para calibrar el modelo de contacto de discontinuidades, SJCM. Los parámetros necesarios para calibrar el modelo que son obtenidos directamente de ensayos de vetillas a escala de laboratorio son:

- Rigidez normal y de corte: k_n, k_s .
- Resistencia a la tracción: σ_t .
- Parámetros de la envolvente de falla del tipo Mohr-Coulomb: c, ϕ .
- Ángulo de dilatancia: ψ .

Los parámetros anteriores deben ser escalados a un tamaño característico de las discontinuidades del arreglo estructural. Para esto es necesario disponer de resultados de ensayos de corte directo a distintos tamaños de manera de ajustar una curva de escalamiento similar a la de la Figura 4.1. Debido a que esto, en general, no se encuentra disponible se utiliza la

metodología propuesta por Vallejos (2011), que utiliza tendencias de la literatura para escalar los parámetros. El detalle de esta metodología junto con los cálculos realizados para estimar los parámetros escalados de vetillas se presentan en la sección 6. Basándose en los resultados obtenidos con esta metodología, se escogen tres sets de parámetros (bajo, medio, alto) para ser utilizados en las simulaciones a escala de macizo rocoso y evaluar la variabilidad de los resultados. Una vez obtenidos los parámetros escalados se procede a simular ensayos de tracción directa y corte directo para calibrar el modelo de discontinuidades SJCM.

4.3. Efecto de escala y tiempos de simulación

Con los modelos BPM y SJCM calibrados y el arreglo estructural de vetillas entregado por la Mina El Teniente, se procede a estudiar la dependencia de las muestras de SRM con el efecto tamaño. Para esto se realizan simulaciones de ensayos triaxiales a un confinamiento de 0.5 [MPa], en muestras de 5, 10 y 15 veces el tamaño del bloque promedio presente en el arreglo estructural de vetillas. El objetivo es estudiar el comportamiento de la roca sintética a medida que aumenta el tamaño de la probeta. Esto permitirá seleccionar el tamaño de la probeta para realizar las simulaciones de manera de minimizar los tiempos de simulación y acercarse lo más posible al REV. El número total de simulaciones es de 9 (ensayos triaxiales a un solo confinamiento con parámetros de vetillas promedios y en tres direcciones).

4.4. Realización de ensayos a escala de macizo rocoso

Se procede a simular ensayos triaxiales a confinamientos de 0.5, 4 y 8 [MPa] y ensayos de tracción directa en probetas con un tamaño igual a 10 veces el tamaño de bloque promedio. De estos ensayos es posible estudiar el comportamiento del macizo rocoso y estimar sus parámetros de resistencia y deformabilidad. De manera de identificar si el macizo rocoso presenta anisotropía en su comportamiento, la carga en los ensayos se aplica en tres direcciones ortogonales. El número total de simulaciones es de 36 (ensayos triaxiales a tres confinamientos con tres parámetros de vetillas y en tres direcciones, ensayos de tracción directa con tres parámetros de vetillas y en tres direcciones).

4.5. Estudio de fragmentación

Se construirán macizos rocosos con los tres sets de parámetros de vetillas, los que serán sometidos a tres trayectorias de esfuerzos. Para cada una de estas simulaciones se obtendrá la curva de fragmentación para las siguientes dos condiciones:

I. *In-situ:*

Se obtendrá la distribución de tamaños de bloques del dominio geotécnico generado, el que será comparado con las observaciones y registros existentes en la mina El Teniente.

II. *Inducida:*

La fragmentación simulada producida por tres trayectorias de esfuerzos que representan a la propagación del *caving* será caracterizada por la distribución de tamaños de bloques.

El número total de simulaciones es de 9 (ensayos de desconfinamiento triaxial con tres trayectorias de esfuerzos y tres parámetros de vetillas).

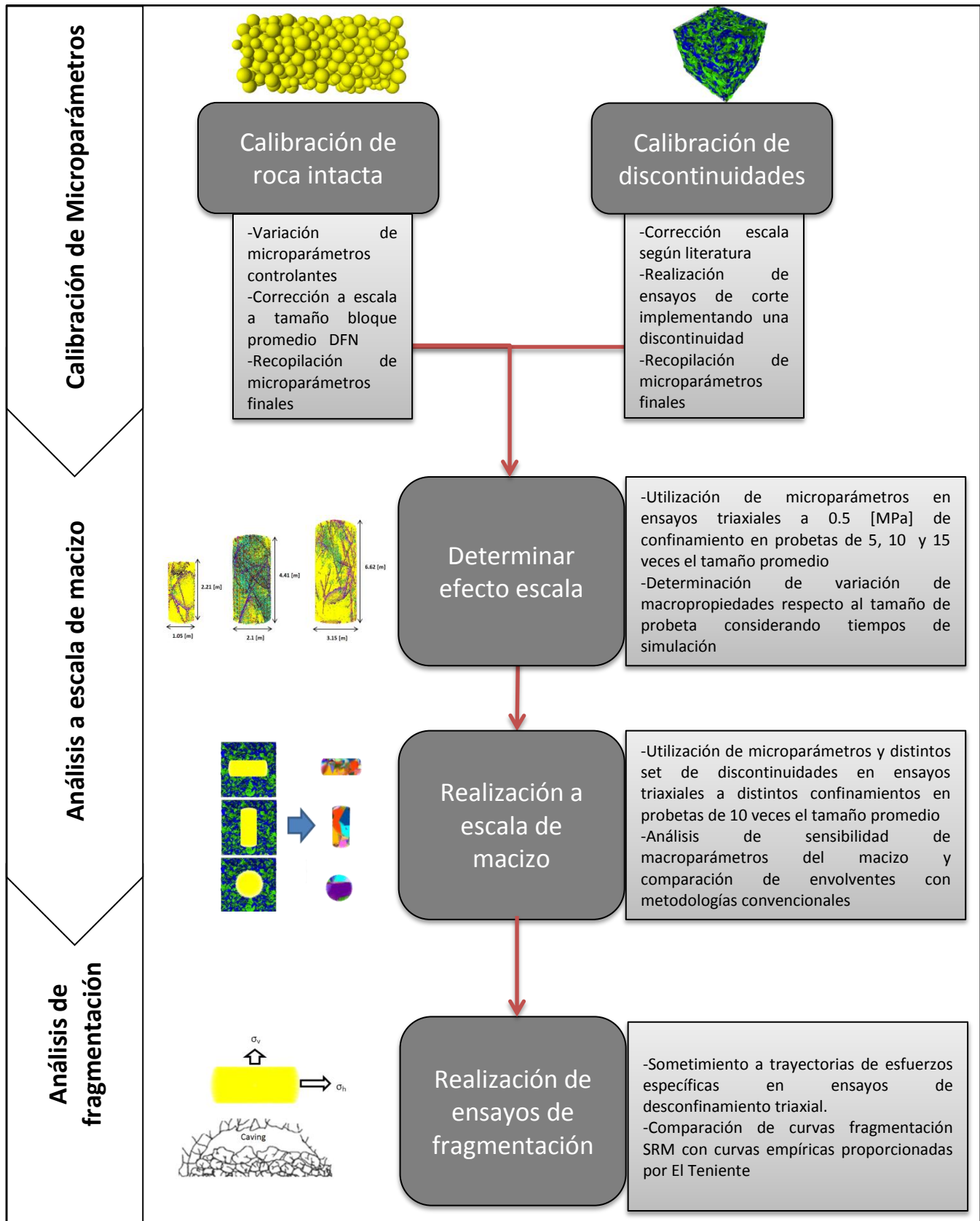


Figura 4.2: Resumen metodológico.

5. BLOQUE PROMEDIO DE ROCA

El presente capítulo tiene por finalidad presentar el procedimiento y los resultados de la calibración del modelo *enhanced*, utilizado para representar al comportamiento de los bloques de roca del dominio geotécnico CMET HW.

5.1. Macroparámetros a escala de laboratorio

La Tabla 5.1 presenta los macroparámetros de la roca obtenidos de ensayos de laboratorio en muestras de 50 [mm] de diámetro y una razón de aspecto altura/diámetro, $H/D=2$, para el dominio geotécnico CMET.

Tabla 5.1: Macroparámetros de roca obtenidos de ensayos de laboratorio en muestras de 50mm de diámetro y una razón de aspecto altura:diámetro, $H/D=2$, para el dominio geotécnico CMET. (Quezada, 2011)

Parámetro	Valor
E [GPa]	55
ν	0.25
γ [ton/m ³]	2.84
UCS [MPa]	121
T_i [MPa]	-13
m_i	12.1
σ_c [MPa]	132
σ_t [MPa]	-11
c [MPa]	24
ϕ [°]	42

Debido a que no se cuentan con ensayos de tracción directa, se utiliza la resistencia a la tracción indirecta, T_i , (Brasilero) y la correlación empírica indicada en la Figura 5.1 para estimar el valor de la resistencia a la tracción directa, T_d .

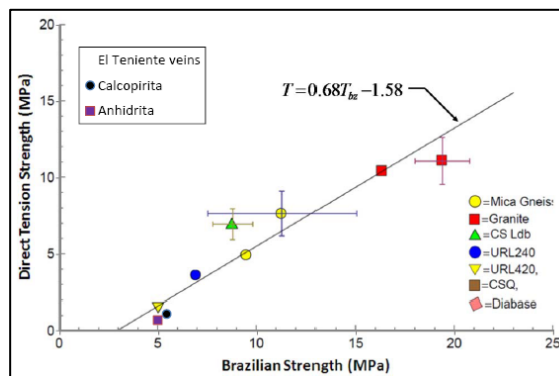


Figura 5.1: Correlación entre la resistencia a la tracción directa, T_d , e indirecta, T_i . (Derek, Mas Ivars, comunicación personal)

Con el valor de la resistencia a la tracción indirecta de la Tabla 5.1, y la correlación de la Figura 5.1 es posible obtener el siguiente valor para la resistencia a la tracción directa, $T_d = -7.26$ [MPa]

5.2. Macroparámetros a escala de bloque promedio

Los macroparámetros anteriores deben ser escalados al tamaño del bloque de roca promedio que forma la red de discontinuidades (vetillas) del dominio geotécnico correspondiente. Para realizar este escalamiento se ajusta una curva, según la metodología propuesta por Yoshinaka et al. (2008), a los datos derivados de la recopilación de ensayos de compresión uniaxial (UCS) realizados en muestras de roca de distintos tamaños. La Figura 5.2 presenta la curva de escalamiento propuesta para el dominio geotécnico CMET. Esta curva queda descrita por la siguiente ecuación:

$$\frac{UCS}{UCS_{de=58}} = 1.0662 \left(\frac{de}{58} \right)^{-0.384} \quad [13]$$

Dónde:

- d_e : diámetro equivalente de la muestra de roca en mm, $d_e = \sqrt[3]{V}$.
- UCS : es la resistencia a la compresión uniaxial para un diámetro equivalente d_e .
- $UCS_{de=58}$: es la resistencia a la compresión uniaxial para un diámetro equivalente $d_e = 58$ mm, lo que equivale a una muestra de diámetro de $D = 50$ [mm] y una razón altura-diámetro de $H/D = 2$.

Para el cálculo del diámetro equivalente del bloque promedio de roca se emplea la siguiente metodología:

1. A partir de la frecuencia de fracturas, P_{10} , en tres direcciones ortogonales (x, y, z) se calculan los espaciamientos promedios del DFN, resultando: $S(x,y,z)=(0.24,0.18,0.20)$.
2. Se calcula el volumen del tamaño de bloque promedio: $V=S_x*S_y*S_z=0.0089$ [m³].
3. Se obtiene el diámetro equivalente como: $d_e = \sqrt[3]{V} = 0.207 \approx 0.21$ [m] = 210 [mm], el cual es empleado para escalar los parámetros correspondientes.

Utilizando la curva de escalamiento mostrada en Figura 5.2 se procede a escalar los parámetros de la roca al tamaño de bloque promedio ($d_e/58 = 210/58 = 3.6$).

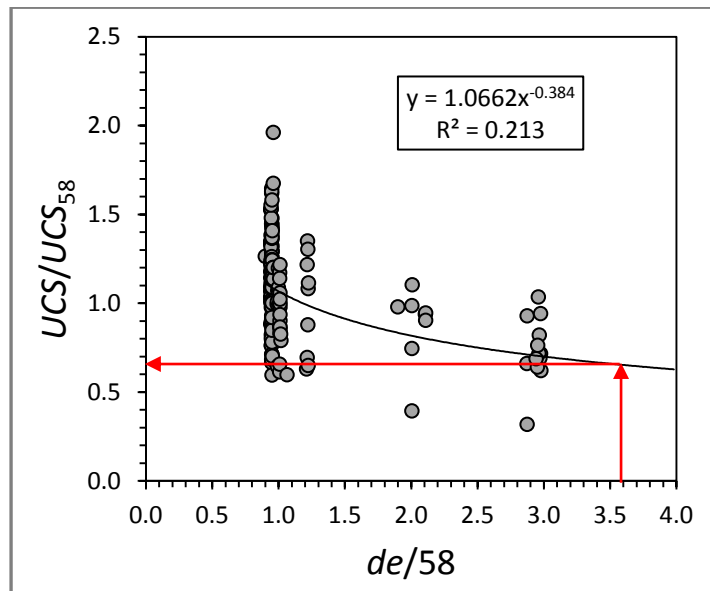


Figura 5.2: Curva de escalamiento derivada de ensayos de laboratorio de compresión uniaxial en muestra de roca de distintos tamaños para el dominio geotécnico CMET. Se indica el escalamiento para el tamaño del bloque promedio.

La misma regla de escalamiento observada en los ensayos UCS es utilizada para escalar la resistencia a la tracción directa. Notar que se asume que el módulo de deformación y módulo de Poisson son relativamente independiente de la escala (Yoshinaka et al., 2008), por lo que no se aplica corrección por escala a estos parámetros. La Tabla 5.2 presenta el resultado de este escalamiento junto con el resto de los macroparámetros target a ser calibrados.

Tabla 5.2: Resumen de macroparámetros objetivos para calibrar el modelo de elementos discretos enhanced model.

Parámetro	Valor
E [GPa]	55
ν	0.25
UCS [MPa]	79
T_d [MPa]	-4.7
c [MPa]	15.6
ϕ [°]	42

5.3. Geometría de la probeta

Se utiliza una probeta de geometría cilíndrica para representar al tamaño de bloque promedio y calibrar el modelo. El ancho (diámetro) de esta probeta corresponde al tamaño del bloque de roca promedio del arreglo estructural CMET HW multiplicado por 1.33. Este factor de corrección se debe a que los esfuerzos dentro del modelo de elementos discretos son medidos en esferas de medición, las que no incluyen los bordes de la muestra y cuyo diámetro es igual al 75% del diámetro de la muestra. Adicionalmente, por efectos de resolución (número de partículas en el diámetro de la muestra) es necesario que el diámetro de las esferas de medición sea igual al tamaño del bloque de roca promedio. Por lo tanto, el ancho (diámetro) de la muestra a calibrar es igual al tamaño del bloque de roca promedio multiplicado por 1/75%, es decir, 1.33. Para el caso del dominio geotécnico CMET HW el tamaño del bloque promedio es de 21 [cm]. En consecuencia, esta unidad debe ser calibrada en una muestra de diámetro igual a: $21 \times 1.33 = 28$ [cm].

Para fijar la altura de la probeta de deben considerar los *grips*, que corresponden a partículas rígidas en la parte superior e inferior de la muestra, que aplican el esfuerzo axial y son equivalentes a 5 radios promedio de partícula. Considerando los *grips*, se tiene que la razón de aspecto altura/diámetro del cilindro debe ser $H/D=2.1:1$. Para el caso de ensayos triaxiales es necesario agregar 1.5 partículas a cada lado de la muestra de manera de aplicar el confinamiento lateral. La Figura 5.3 presenta esquemáticamente el área de medición relativa al tamaño de la muestra para la unidad geotécnica CMET HW.

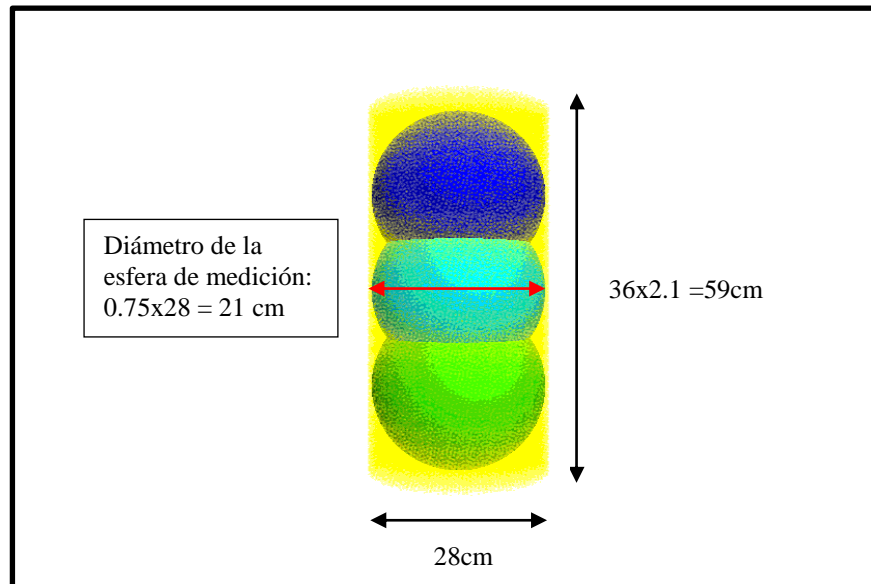


Figura 5.3: Geometría de la roca intacta para la unidad geotécnica CMET HW. Esferas de medición con respecto al tamaño de una muestra cilíndrica sometida a compresión uniaxial.

5.4. Resolución y empaquetamiento

La resolución se define como la razón entre el diámetro de la muestra y el diámetro promedio de las partículas (D_{promedio}). Estudios previos (Darcel & Bouzeran, 2011) han mostrado que una resolución de cuatro partículas es la mínima resolución que permite una correcta simulación del comportamiento de macizos rocosos. Se procede a utilizar una resolución mínima de cuatro partículas en la esfera de medición, por lo que es necesario asignar 6 partículas en el diámetro de la muestra. Esto resulta en un diámetro medio de partícula de $0.28/6=0.045$ [m] y un total de 628 partículas en la muestra. Las partículas dentro de la muestra, satisfacen una distribución uniforme en el rango $[D_{\text{min}}, D_{\text{max}}]$, para determinar estos valores se define el diámetro promedio y la razón entre el diámetro máximo y el mínimo ($D_{\text{max}}/D_{\text{min}}$). De esta manera el radio mínimo y el máximo de las partículas quedan definidos como:

$$R_{\text{min}} = \frac{D_{\text{promedio}}}{1 + \left(\frac{D_{\text{max}}}{D_{\text{min}}}\right)} \quad [14]$$
$$R_{\text{max}} = \left(\frac{D_{\text{max}}}{D_{\text{min}}}\right) * R_{\text{min}}$$

En las simulaciones se considera $D_{\text{max}}/D_{\text{min}} = 1.66$ debido a que este valor representa de una mejor manera a una roca dura (Potyondy & Cundall, 2004).

5.5. Tasa de deformación

El *strain rate* o tasa de deformación representa a la tasa de deformación con la cual se realiza el ensayo y por lo tanto influye en los tiempos de simulación. La tasa de deformación debe ser seleccionada de manera de minimizar los tiempos de simulación pero sin crear efectos dinámicos en la muestra. La Figura 5.4 presenta las curvas esfuerzo-deformación para distintos valores del *strain rate* en ensayos de tracción y de compresión uniaxial.

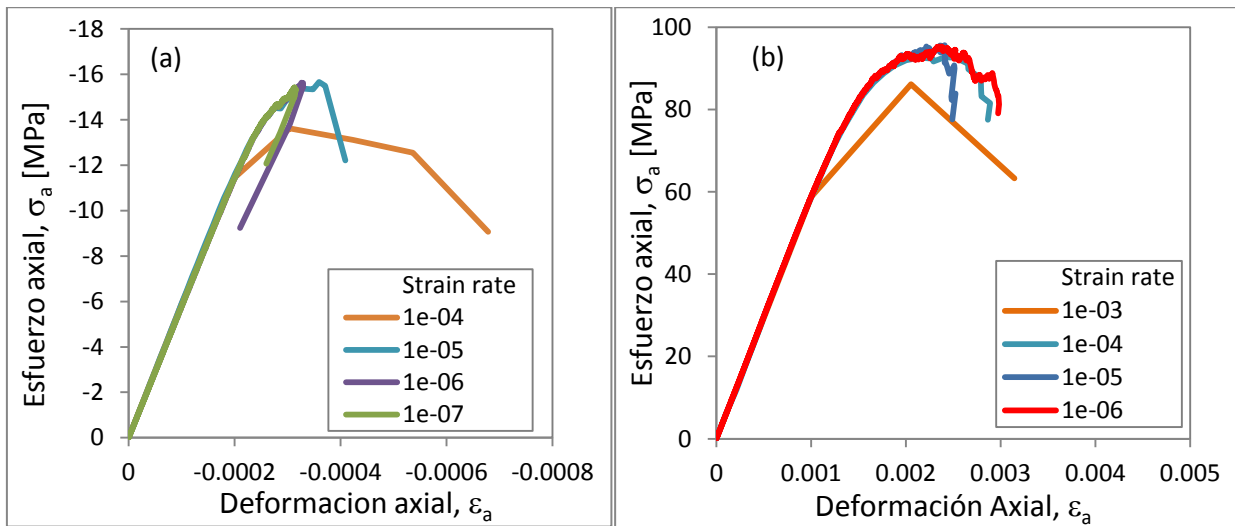


Figura 5.4: Curvas esfuerzo - deformación con distintos strain rate. (a) Ensayo de tracción. (b) Ensayo de compresión.

De estas curvas se desprende que para los ensayos de tracción (Figura 5.4a) el valor de *strain rate* de 1e-6 entrega curvas muy parecidas a 1e-7. En el caso de ensayos de compresión (Figura 5.4b) las curvas son prácticamente idénticas a partir de un *strain rate* 1e-4. De manera de uniformizar el *strain rate* aplicado en los ensayos se selecciona 1e-6 para la calibración de la roca.

5.6. Razón de rigideces, k^n/k^s , \bar{k}^n/\bar{k}^s

Por razones de compatibilidad de deformación debe existir una relación entre los parámetros de deformabilidad de las partículas y de los *parallel bonds*. Se asume que: $k^n/k^s = \bar{k}^n/\bar{k}^s$.

De manera de representar de una mejor manera el comportamiento frágil de la roca se busca minimizar k^n/k^s . En la Figura 5.5 se presentan curvas esfuerzo-deformación para ensayos de compresión uniaxial para varios valores de k^n/k^s . Se aprecia que para un valor de 1.4 se obtiene un comportamiento frágil.

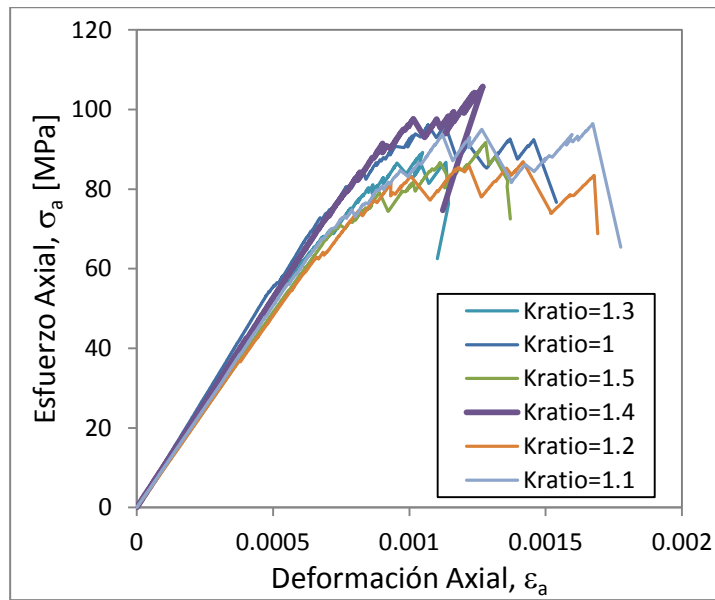


Figura 5.5: Efecto de k^n/k^s en la curva esfuerzo-deformación para ensayos de compresión uniaxial.

5.7. Consideraciones adicionales para la calibración

A continuación se describen algunas consideraciones adicionales y la configuración utilizada en la calibración del bloque promedio de roca:

- Debido a que la densidad de las partículas, en general, no afecta el comportamiento esfuerzo-deformación del modelo se fija en $\rho = 3149 \text{ [kg/m}^3\text{]}$ (considerando el valor utilizado por Ramírez (2012)).
- Se utiliza la siguiente relación entre el módulo de deformación de las partículas y cemento: $E_c = 1.5 \times \bar{E}_c$. Mediante esta igualdad se logra reproducir de una mejor manera el comportamiento frágil de la roca (Mas Ivars & Bouzeran, 2012).
- Coeficiente de fricción. Debido a que no existe un efecto claro en el comportamiento de la roca al variar este microparámetro se utiliza $\mu = 2.5$ (Ramírez, 2012).
- Parámetros del modelo *enhanced*. El factor de contribución del momento es igual a 0 ($\beta = 0$) y el parámetro que establece el modo de transferencia de carga es verdadero.
- Se utilizó una desviación estándar del 20% para la cohesión ($\Delta\bar{c}$) y el esfuerzo normal ($\Delta\bar{\sigma}_c$) del cemento del modelo BPM.
- La opción de *p-bricks* ha sido desactivada.
- La razón de Poisson no será calibrada. Esto se debe a una limitante del modelo *enhanced* el cual no es capaz de reproducir la razón de Poisson objetivo sin desajustar el comportamiento frágil de la roca.
- En el modelo *enhanced* se debe especificar el ángulo de fricción. Según las recomendaciones de Itasca (2011), el principal microparámetro que influye en el ángulo de fricción de la roca sintética es $\bar{\phi}$. La Figura 5.6 muestra el efecto de variar este

microparámetro en ensayos de compresión uniaxial, observándose que varían significativamente los valores de daño y de resistencia sin una tendencia clara. Debido a que aumenta el comportamiento dúctil al aumentar este micro-parámetro, todos los ensayos realizados consideran $\bar{\phi} = 0$ (Figura 5.6).

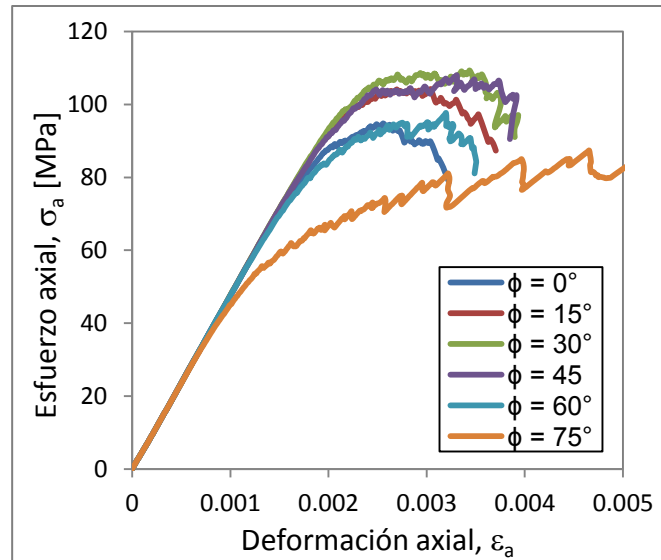


Figura 5.6: Ensayos de compresión uniaxial con distintos ángulos de fricción de los bonds en el modelo enhanced.

- Para la calibración de cada microparámetro, se realizan 20 simulaciones con distintas semillas. Esto se debe a que al trabajar con baja resolución de partículas los macroparámetros obtenidos de las simulaciones muestran una variabilidad significativa.
- La medición del módulo de deformación (E) se realiza en la parte elástica de la curva esfuerzo-deformación, es decir, en la parte de la curva donde aún no existe daño.
- La medición del módulo de Poisson (ν) se realiza en el límite elástico de la curva de deformación radial vs deformación axial.

5.8. Calibración

Utilizando las consideraciones y configuración presentada anteriormente, se procede a realizar simulaciones de manera de establecer correlaciones entre los macroparámetros *target* de la roca CMET y los microparámetros del modelo *enhanced*.

5.8.1. Resistencia a la tracción directa

El principal microparámetro que controla la resistencia a la tracción es $\bar{\sigma}_c$. La Figura 5.7 presenta los resultados de 60 simulaciones para un rango de valores de $\bar{\sigma}_c$.

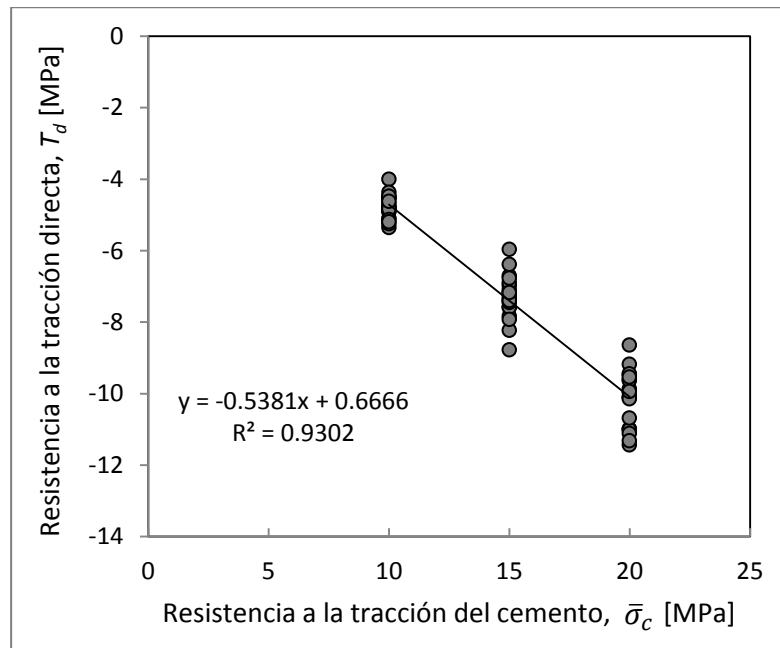


Figura 5.7: Variación de la resistencia a la tracción directa, T_d , con respecto al microparámetro $\bar{\sigma}_c$.

Del gráfico anterior se desprende la siguiente ecuación:

$$T_d = -0.5381 \cdot \bar{\sigma}_c + 0.6666 \quad [15]$$

El macroparámetro objetivo de tracción es de -4.7 [MPa], con lo que se obtiene un $\bar{\sigma}_c$ de 10 [MPa]. Se realizaron simulaciones adicionales y se determinó que un $\bar{\sigma}_c=9.5$ [MPa] se acerca de mejor manera al macroparámetro objetivo.

5.8.2. Módulo de deformación

El principal microparámetro que controla el valor del módulo de deformación es el módulo del cemento \bar{E}_c . La Figura 5.8 presenta los resultados de 60 simulaciones para un rango de valores de \bar{E}_c .

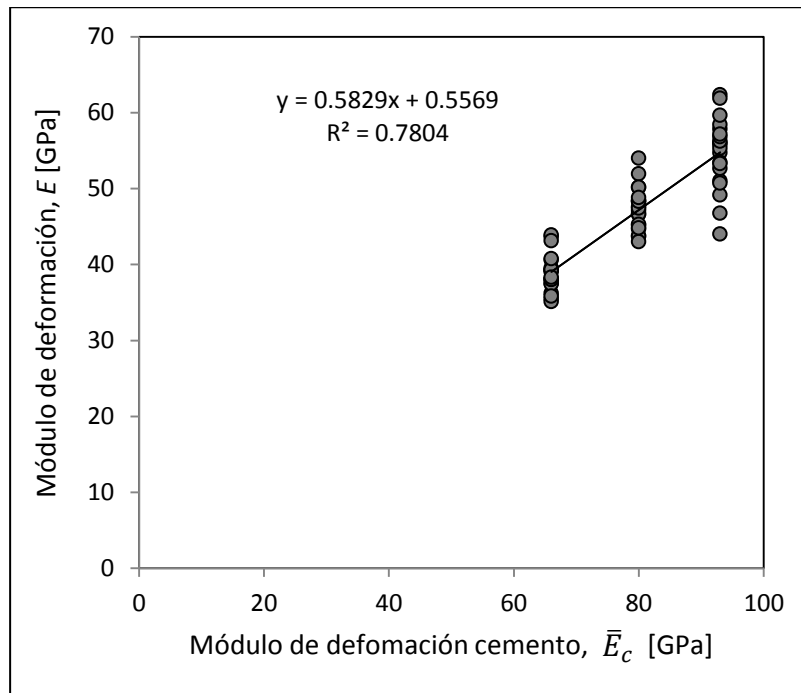


Figura 5.8: Variación del módulo de deformación, E , con respecto al microparámetro \bar{E}_c .

Respecto al gráfico anterior se desprende la siguiente ecuación:

$$E = 0.5829 \cdot \bar{E}_c + 0.5569 \quad [16]$$

El módulo de deformación macro objetivo es de 55 [GPa], con lo que se obtiene un $\bar{E}_c = 94.3$ [GPa].

5.8.3. Resistencia a la compresión uniaxial

El principal microparámetro que controla la resistencia a la compresión uniaxial es la cohesión del cemento, \bar{c} . La Figura 5.9 presenta los resultados de 60 simulaciones para un rango de valores de la cohesión del cemento.

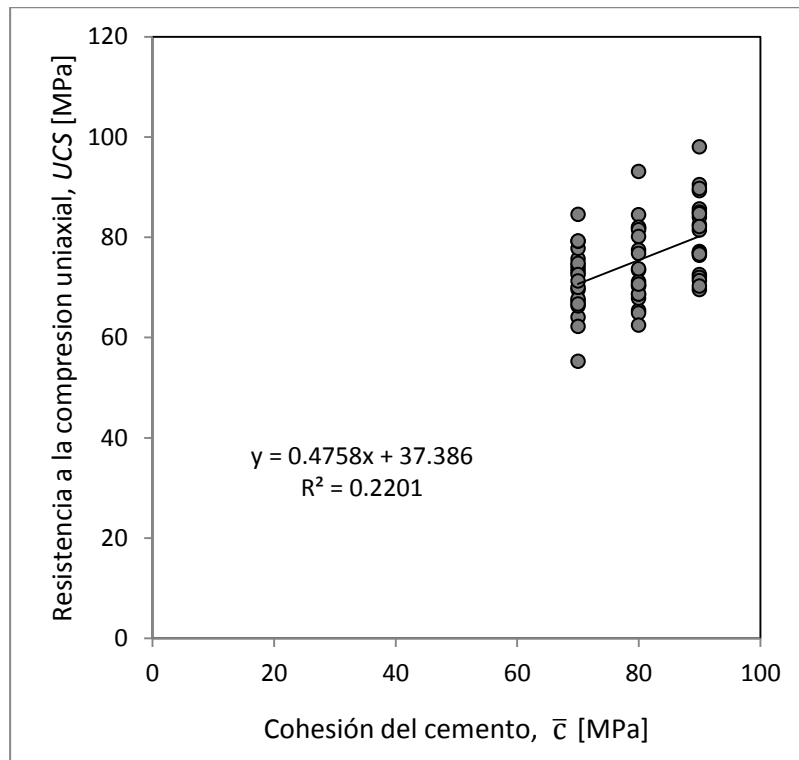


Figura 5.9: Variación de la resistencia a la compresión uniaxial, UCS, con respecto al microparámetro \bar{c} .

Se tiene la siguiente ecuación:

$$UCS = 0.4758 \cdot \bar{c} + 37.386 \quad [17]$$

El UCS objetivo es de 78.7 [MPa] con esto se desprende que la cohesión que satisface la ecuación es de 87 [MPa]. Sin embargo, al realizar simulaciones de ensayos de compresión uniaxial con este valor de cohesión se obtienen UCS mayores al objetivo. Se realizaron simulaciones adicionales para valores de la cohesión de 85 [MPa] con el cual se obtuvo el UCS deseado.

5.9. Resumen microparámetros bloque promedio de roca

Con los microparámetros determinados anteriormente se procede a realizar simulaciones de ensayos de tracción y compresión uniaxial para 10 muestras sintéticas con distinto *seed number*. A modo de resumen, la Tabla 5.3 presenta los microparámetros a ser utilizados en las simulaciones para las partículas y enlaces.

Tabla 5.3: Microparámetros. (a) De las partículas del modelo de contacto. (b) Del cemento del modelo enhanced.

(a) Partículas		(b) Cemento	
Microparámetro	Valor	Microparámetro	Valor
ρ [kg/m ³]	3149	λ	1
D_{\max}/D_{\min}	1.66	\bar{E}_c [GPa]	93.4
E_b [GPa]	140	\bar{k}^n/\bar{k}^s	1.4
k^n/k^s	1.4	$\bar{\sigma}_c$ [MPa]	9.5
μ	2.5	$\Delta\bar{\sigma}_c$ [MPa]	1.9
		\bar{c} [MPa]	85
		$\Delta\bar{c}$ [MPa]	17
		$\bar{\phi}$	0
		$\bar{\beta}$	0
		B_{pb_all}	true

Con los microparámetros indicados en la Tabla 5.3, se procede a realizar 10 simulaciones de ensayos de tracción y de compresión uniaxial. La Figura 5.10 presenta los resultados en términos de los macroparámetros de interés obtenidos de estas simulaciones.

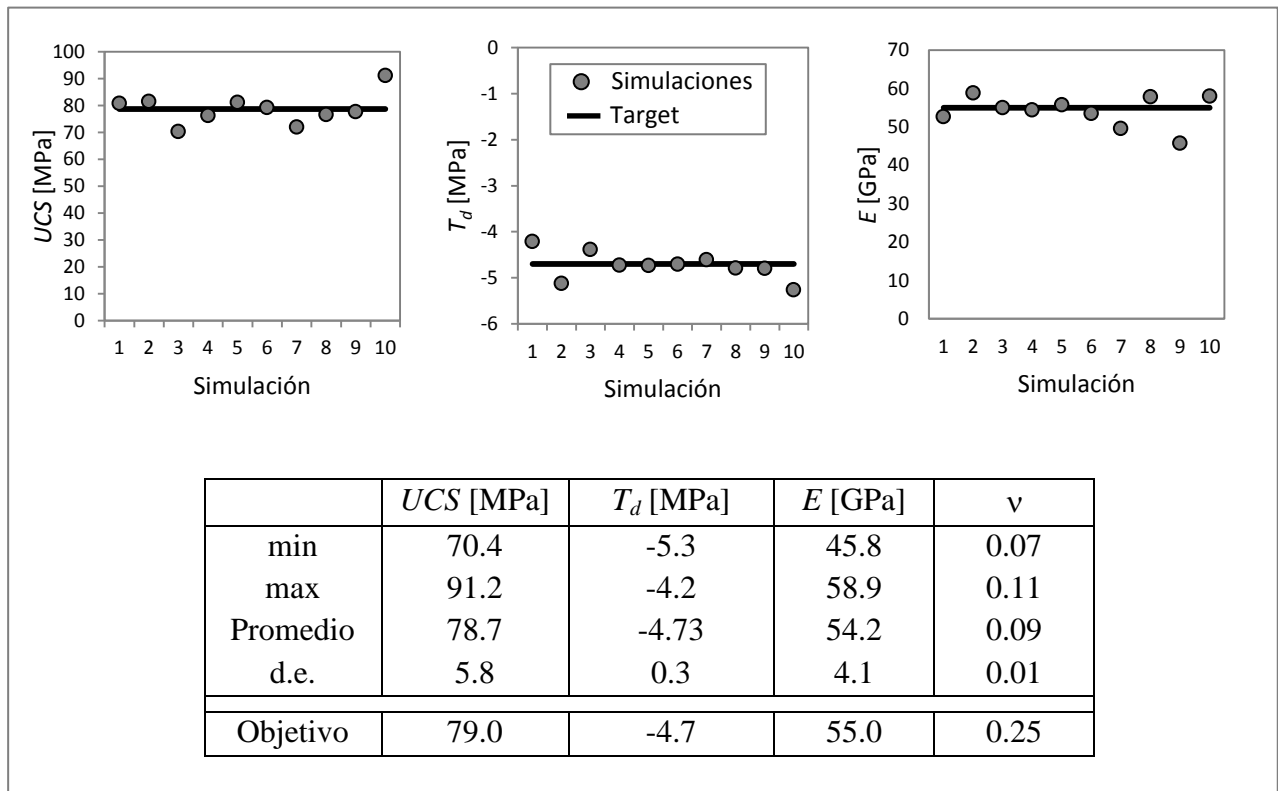


Figura 5.10: Comparación de los macroparámetros obtenidos y objetivos junto a su variabilidad.

Se observa que los macroparámetros con mayor variabilidad son el UCS y el E . Se destaca además que no se realizó el ajuste para la razón de Poisson, esto debido a que al tratar de ajustar este macroparámetro se obtiene un comportamiento plástico, alejándose del comportamiento frágil observado en laboratorio de la roca CMET.

La Figura 5.11 presentan las curvas esfuerzo-deformación obtenidas con el modelo *enhanced* calibrado para simulaciones de ensayos de tracción directa y compresión uniaxial. De estos resultados es posible concluir que la calibración de los microparámetros del modelo *enhanced* es aceptable.

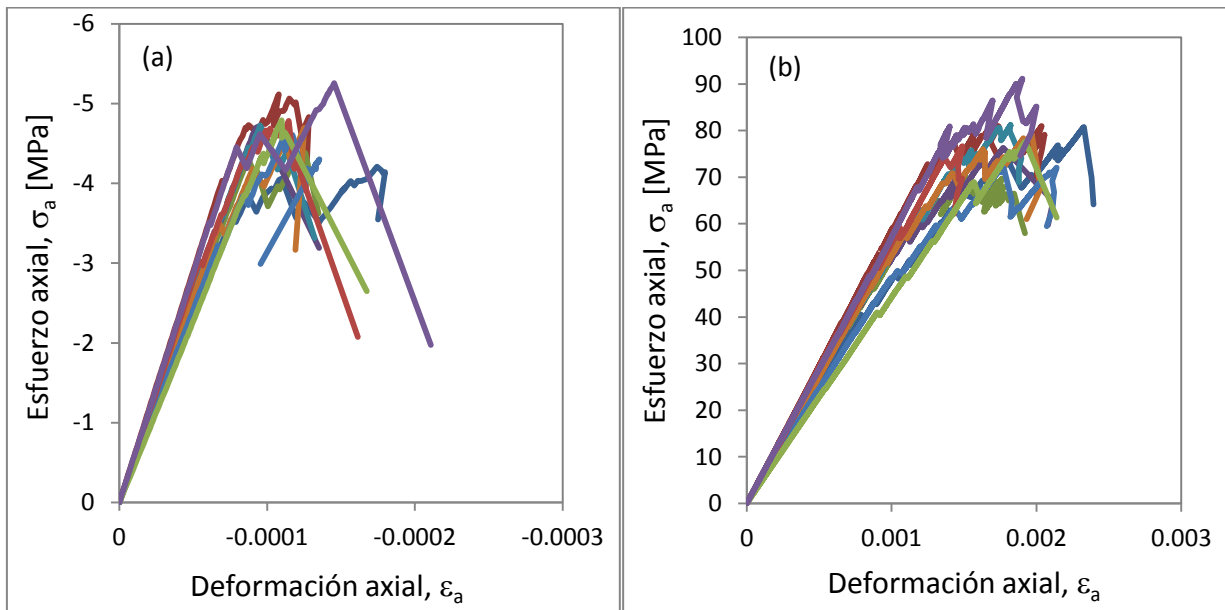


Figura 5.11: Curvas esfuerzo-deformación obtenidas con el modelo *enhanced* calibrado. (a) Ensayos de tracción directa. (b) Ensayos de compresión uniaxial.

6. VETILLAS

El presente capítulo tiene por finalidad explicar la metodología utilizada para estimar los parámetros macroscópicos de las vetillas y calibrar los microparámetros del modelo SJCM. Los parámetros de vetillas quedan caracterizados según la textura y el mineral que predomina en su composición, donde además se debe agregar la influencia de la rugosidad. El DFN del dominio geotécnico CMET HW incluye vetillas de espesores mayores y menores a 2 [mm]. La Figura 6.1 presenta una vista isométrica de la red de discontinuidades (vetillas) del dominio geotécnico CMET HW. El estudio se centra en vetillas blandas, que quedan definidas como aquellas que contienen menos de un tercio de minerales duros y espesores mayores o igual a 2 [mm]. Estudios anteriores (Brzovic & Villaescusa, 2007; Brzovic 2010) sugieren que este tipo de vetillas juegan un rol significativo en el control de la fragmentación y la sismicidad durante la propagación del *caving*, formando bloques preferenciales durante el hundimiento y el posterior proceso de conminución.

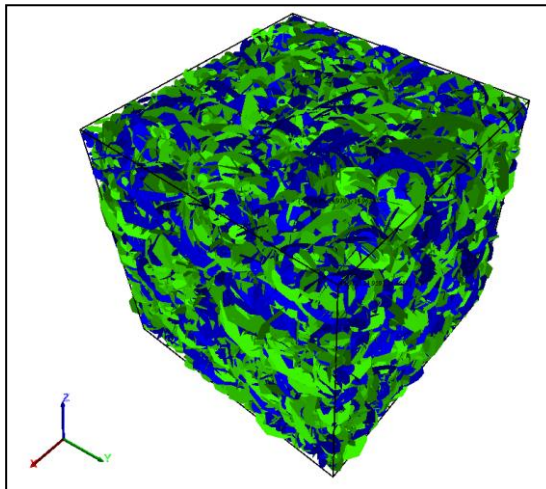


Figura 6.1: Vista isométrica del arreglo estructural del dominio geotécnico CMET HW. Los colores verde y azul representan a las vetillas de espesor mayor a 2 [mm] y menor a [2mm], respectivamente.

6.1. Macroparámetros de vetillas

Entre los antecedentes disponibles para estimar los macroparámetros de las vetillas se tienen resultados de ensayos de carga y descarga normal, corte directo y tracción directa en muestras que contienen vetillas blandas realizados en el laboratorio de SP en Borås, Suecia (Flanjsber, 2010; Jacobsson et al., 2011). Dentro de la mineralogía se seleccionan los ensayos realizados en vetillas con predominio de Calcopirita (Cp), que presentan resistencia al corte independiente de la rugosidad del perfil. Esto se cumple cuando $P/a \geq 1$, donde: P , es la potencia (espesor) de la vetilla y a amplitud de la rugosidad (Figura 6.2).

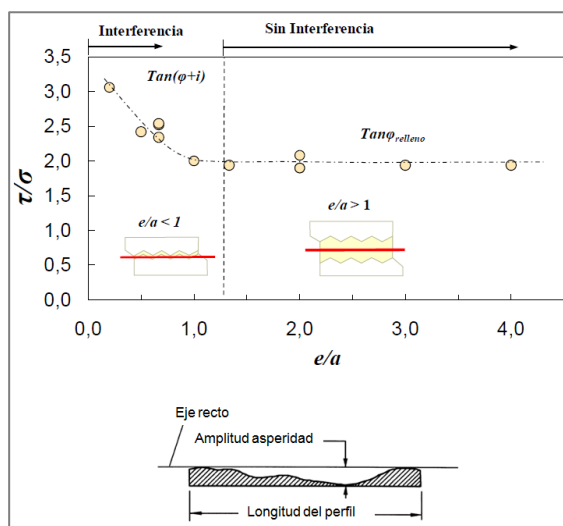


Figura 6.2: Efecto de la razón espesor/amplitud en vetillas de calcopirita en función de la razón del esfuerzo al que está sometida la vetilla en la ruptura. (De Los Santos, 2011)

Los datos disponibles han sido procesados y analizados por De Los Santos (2011) e investigados por Vallejos (2011) de manera de desarrollar un formulismo que permita escalar los macroparámetros de vetillas las condiciones *in-situ* del macizo rocoso. En este estudio, para escalar los parámetros de vetillas se ha seleccionado como tamaño característico del DFN el tamaño del bloque promedio, con un largo equivalente igual a 0.21 [m] (ver sección 5.2). La metodología se basa en los resultados de ensayos de laboratorio y tendencias de la literatura, por ende, los supuestos y valores presentados son considerados como preliminares hasta que más datos y evidencia sean recolectados.

6.1.1. Rigidez normal k_n y al corte k_s

La Tabla 6.1 presenta los valores de rigidez normal y de corte estimados a partir de ensayos de carga/descarga normal y de corte, respectivamente.

Tabla 6.1: Rigidez normal y al corte de las vetillas de acuerdo a sus características texturales y al mineral predominante. Entre paréntesis se indica el número de ensayos considerados. (De Los Santos, 2011)

Vetilla		Rigidez normal, k_n			Rigidez al corte, k_s			k_n/k_s
		Mediana	Max.	Min.	Mediana	Max.	Min.	Mediana
Textura granular	Cuarzo (7)	29.0	65.8	20.5	43.1	116.2	17.0	0.67
	Pirita (2)	57.5	77.8	37.1	99.7	121.2	78.3	0.58
	Anhidrita (2)	33.6	35.9	31.4	49.8	52.6	47.1	0.67
	Yeso (1)	35.7	-	-	66.8	-	-	0.53
Textura masiva	Calcopirita (13)	21.1	73.0	8.2	76.5	129.1	26.6	0.28

De la tabla anterior es posible observar que, en general, la razón entre la rigidez normal y al corte, k_n/k_s , es menor a uno. Este resultado se contradice con la evidencia experimental en discontinuidades limpias, en donde en general, la razón k_n/k_s presenta valores mayores a uno (Bandis, 1993). Esto se puede deber, en parte, a que el equipo utilizado en los ensayos no fue controlado apropiadamente durante los ciclos de carga/descarga.

De acuerdo a esto, se procede a utilizar los resultados de la rigidez al corte para establecer las tendencias de escalamiento. Asumiendo un material homogéneo, isótropo, lineal y elástico, la rigidez normal es estimada a través de la siguiente relación:

$$k_n = 2(1 + \nu_r)k_s \quad [18]$$

Dónde:

ν_r : es la razón de Poisson del relleno, el que puede adquirir valores entre 0 y 0.5.

Los valores estimados a partir de ensayos de laboratorio para la rigidez al corte k_s presentan efecto de escala con el tamaño de la muestra y con la potencia (espesor) del relleno (Figura 6.5). Para representar el efecto de ambas variables se plantea el siguiente modelo:

$$k_s = a_o(L)^{b_o}(\sigma_n)^{c_o}(P)^{d_o} \quad [19]$$

Dónde:

L : largo de la vetilla [mm].

σ_n : esfuerzo normal que actúa en el plano de la vetilla [MPa].

P : potencia (espesor) del relleno mineralógico [mm].

a_o, b_o, c_o, d_o : parámetros de ajuste.

Aun cuando se disponen de ensayos de corte directo para una variedad de largos y espesores de vetillas, y esfuerzo normal aplicado (Tabla 6.2) estos no abarcan el rango necesario para ajustar estadísticamente al modelo. Se procede a utilizar tendencias de la literatura para estimar los parámetros de ajuste b_o, c_o y d_o .

Tabla 6.2: Resumen de los ensayos de corte directo en vetillas mineral predominante de Calcopirita y $P/a \geq 1$. (Flansbjer, 2010)

Muestra	Espesor, P [mm]	Amplitud, a [mm]	P/a	Largo, L [mm]	Rigidez al corte, k_s [GPa/m]	Esfuerzo normal, σ_n [MPa]
TE – 1	1.5	1	3.0	90	36.1	5
TE – 5	2.5	1	2.5	79	31.3	5
TE – 8	2.0	2	1.3	90	26.6	5
TE – 10	5.0	3	1.7	70	26.8	5
DAC – 2a	1.5	2	1.0	54	42.4	5
DAC – 2b	3	2	2.0	57	48.7	5
DAC – 20a	3	1	3.0	46	100.8	5
DAC – 20b	2	1	4.0	47	129.1	10
DAC – 22	2.5	3	1.0	56	84.5	5
DAC – 23	3	1	6.0	53	76.5	5
min	1.5	0.5	1.0	46	26.6	
max	5.0	3.0	6.0	90	129.1	
prom.	2.6	1.4	2.6	64	60.3	
d.e.	1.0	0.9	1.6	17	35.5	

La Figura 6.3 presenta evidencia empírica del efecto de escala en la rigidez al corte compilada por Bandis et al. (1983). Los resultados de ensayos de laboratorio en vetillas de Cp de la mina El Teniente (Tabla 6.2) han sido superpuestos.

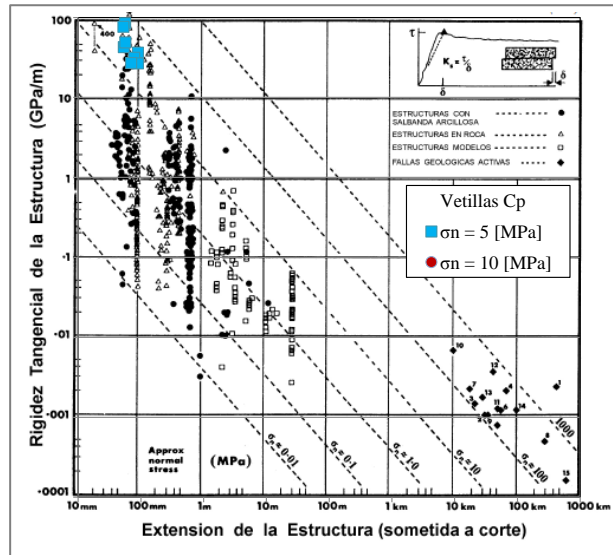


Figura 6.3: Compilación de rigideces de corte realizada por Bandis et al. (1983) que indica la evidencia empírica del efecto de escala en la rigidez de corte. Las diagonales que indican esfuerzo normal fueron extrapoladas de ensayos de 100 [mm] de diámetro (Bandis et al., 1983). Se agregan los resultados obtenidos en vetillas de Cp de la mina El Teniente.

De la figura anterior se desprende que los valores de k_s para las vetillas de El Teniente con $\sigma_n = 5 - 10$ [MPa] corresponden a la banda $\sigma_n = 10 - 100$ [MPa] de Bandis et al. (1983). Este resultado está asociado al efecto del relleno mineralógico de las estructuras. Utilizando como primera aproximación las tendencias de la Figura 6.3 es posible establecer que: $b_o \approx -0.9$, $c_o \approx 0.9$.

La dependencia de la rigidez de corte con el espesor, se determina en función de la relación entre la rigidez normal y la potencia de la vetilla. En el caso de estructuras lisas, con relleno y perfectamente selladas, la rigidez normal puede evaluarse tal como se presenta en la ecuación [20], en función del módulo de deformabilidad del relleno (E_r) y la potencia de este (P) (Karzulovic, 2001).

$$k_n = E_r/P \quad [20]$$

Según la ecuación [18] la rigidez normal es proporcional a la rigidez al corte, entonces es posible asumir con la ecuación [20] que: $d_o \approx 1$.

Para la estimación de los parámetros, se debe considerar que el largo y el espesor de las vetillas deben satisfacer cierta relación (Figura 6.4).

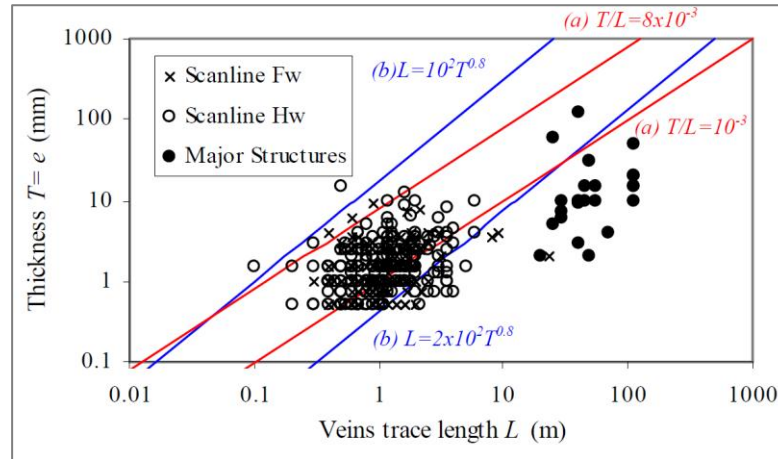


Figura 6.4: Espesores y largos observados en vetillas en la mina El Teniente (Brzovic, 2010) en comparación a los propuestos por: (a) Rango de ley de escalamiento sugerido por Vermilye & Scholz (1995) y (b) Rango de fractales propuesto por Johnston & McCaffrey (1996).

Para encontrar el parámetro a_o , se utiliza un ajuste de mínimos cuadrados entre los datos experimentales (Tabla 6.2) y el modelo con los parámetros b_o , c_o y d_o indicados anteriormente. Se obtiene del ajuste el parámetro $a_o \approx 1806$ con un coeficiente de determinación de $R^2=0.34$. De esta manera, el modelo de la rigidez al corte queda dado por:

$$k_s = 1806(L)^{-0.9}(\sigma_n)^{0.9}(P)^{1.0} \quad [21]$$

La Figura 6.5 presenta una comparación entre las estimaciones realizadas con el modelo ajustado y los datos de laboratorio.

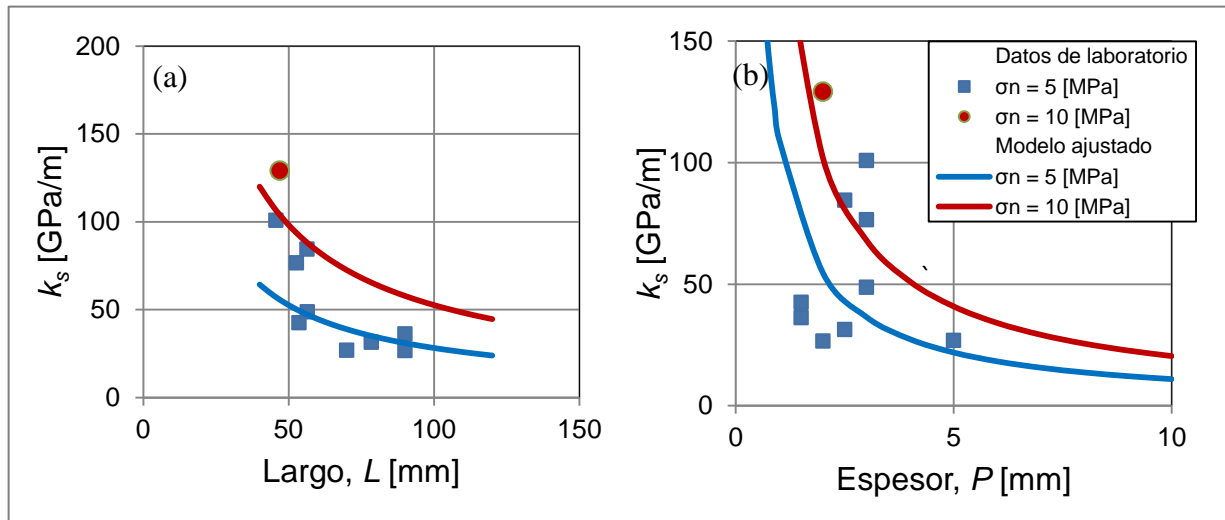


Figura 6.5: Modelo ajustado para estimar la rigidez al corte de vetillas de Cp. (a) Rigidez al corte en función del largo de para el espesor promedio de 2.6 [mm]. (b) Rigidez al corte en función del espesor para el largo promedio de 64 [mm].

Con el modelo calibrado se procede a estimar la rigidez al corte de las vetillas para el largo del bloque promedio del DFN, un esfuerzo normal de 10 [MPa], para potencias de 1 [mm] y 2 [mm]. La Figura 6.6 presenta las curvas estimadas con el modelo superpuesto con los datos de laboratorio.

$$\begin{aligned}
 P = 1 &\Rightarrow k_s = 1086(210)^{-0.9}(10)^{0.9}(1)^{-1} \\
 &\rightarrow k_s = 70.1 \left[\frac{\text{GPa}}{\text{m}} \right]
 \end{aligned}
 \tag{22}$$

$$\begin{aligned}
 P = 2 &\Rightarrow k_s = 1086(210)^{-0.9}(10)^{0.9}(2)^{-1} \\
 &\rightarrow k_s = 35.1 \left[\frac{\text{GPa}}{\text{m}} \right]
 \end{aligned}
 \tag{23}$$

Para obtener la rigidez normal se utiliza la relación [18] con una razón de Poisson para el relleno igual a 0.25:

$$k_n = 2(1.25)k_s \rightarrow k_n = 2.5k_s \tag{24}$$

Luego, para cada espesor de vetilla se tiene:

$$\begin{aligned}
 P = 1 &\Rightarrow k_n = 2.5 \cdot 78.5 = 195 \left[\frac{\text{GPa}}{\text{m}} \right] \\
 P = 2 &\Rightarrow k_n = 2.5 \cdot 43.4 = 107.5 \left[\frac{\text{GPa}}{\text{m}} \right]
 \end{aligned}
 \tag{25}$$

Se debe notar que a estos resultados se les debe agregar el término por rugosidad (ver sección 6.2).

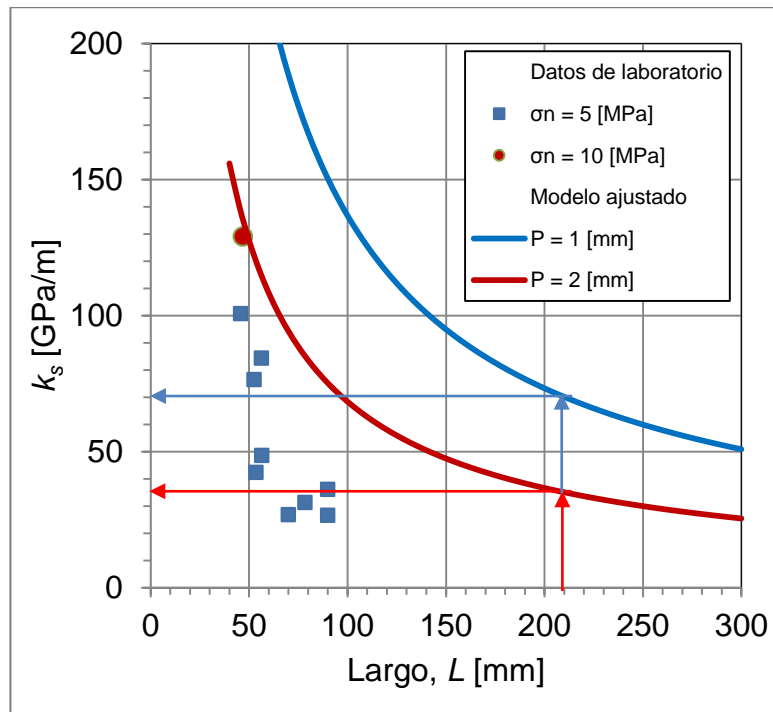


Figura 6.6: Modelo ajustado para estimar la rigidez al corte de vetillas de Cp en función del largo para un esfuerzo normal de 10 [MPa] y espesores de 1 y 2 [mm]. Se indica el escalamiento para el tamaño del bloque promedio.

6.1.2. Cohesión y ángulo de fricción

La resistencia al corte de las discontinuidades se define a través del criterio de falla de Mohr-Coulomb por la cohesión, c , y el ángulo de fricción, ϕ . La Figura 6.7 muestra el efecto escala de estos dos parámetros para dos rocas blandas limonita (*siltstone*) y lutita (*mudstone*), con resistencias a la compresión uniaxial entre 2.5 y 3.5 [MPa] e índices de Mohs entre 2 y 3. Los parámetros de la Figura 6.7 fueron obtenidos a partir de ensayos triaxiales no drenados.

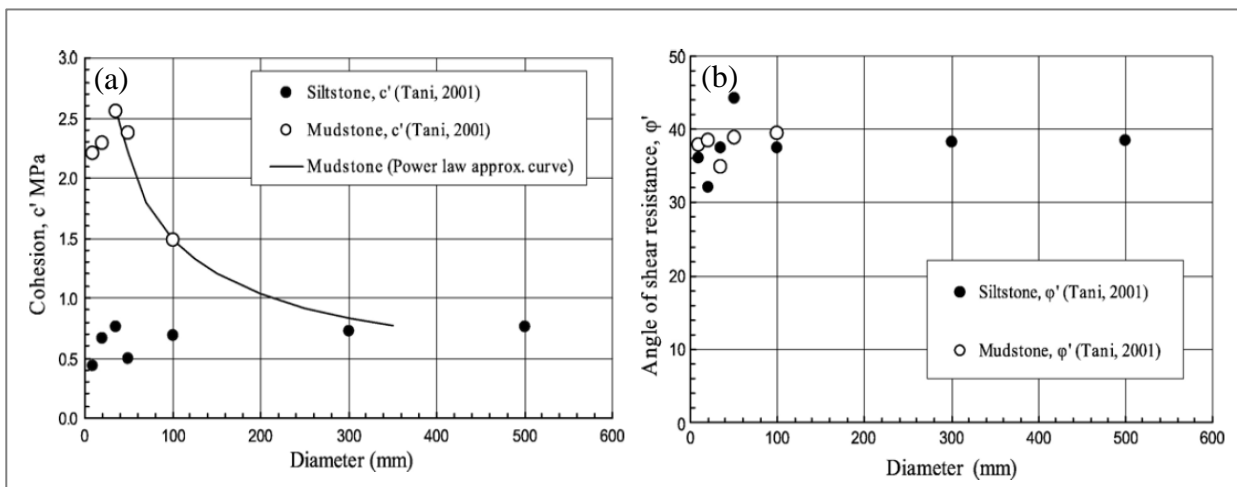


Figura 6.7: Efecto de escala en rocas blandas en los parámetros de: (a) cohesión y (b) ángulo de fricción. (Yoshinaka et al., 2008)

Para el caso de la cohesión (Figura 6.7a) es posible apreciar que en el caso de una lutita, relativamente dura, hay un efecto escala significativo en la cohesión, mientras que, en el caso de una limonita blanda el efecto es despreciable. La curva aproximada, dibujada como referencia, fue obtenida con un k igual a 0.5 según la ecuación [13]. Esto sugiere que el efecto de escala en el parámetro cohesión depende de la naturaleza de la roca. Para el caso de la fricción (Figura 6.7b) no existe un efecto de escala bien definido para ninguna de las dos rocas.

La Tabla 6.3 y Tabla 6.4 presentan los parámetros c y ϕ , estimados a partir de resultados ensayos de laboratorio de corte directo y triaxiales, para vetillas de espesores menores y mayores a 2 [mm], respectivamente. El UCS en la Tabla 6.3 y Tabla 6.4 han sido estimados con el criterio de Mohr-Coulomb, $UCS = 2ccos\phi/(1 - sin\phi)$.

Tabla 6.3: Parámetros de resistencia al corte en función del relleno mineralógico de vetillas con espesores menores 2 [mm] y $20 [MPa] < \sigma_n < 110 [MPa]$. (De Los Santos, 2011)

Ruptura	Composición mineral (%)	Ensayos	c [MPa]	ϕ [°]	UCS [MPa]
Vetilla de Qz	Qz (40%) > Anh	5	42	34	158
Vetilla de Anh	Anh (70%) > Cp (20%)	37	34	31	120
Vetilla de Anh	Anh (70%) > Qz (20%)	15	26	39	109
Vetilla de Cp	Cp (70%) > Anh (30%)	26	19	38	78
Vetilla de Cp	Cp (90%)	18	11	43	51

Tabla 6.4: Parámetros de resistencia al corte en función del relleno mineralógico de vetillas con espesores sobre 2 [mm] y $5 [MPa] < \sigma_n < 45 [MPa]$. Se incluye el valor de la roca intacta. (De Los Santos, 2011)

Ruptura	Composición mineral (%)	Ensayos	c [MPa]	ϕ [°]	UCS [MPa]
Roca	Roca (Vetilla > 90% Qz)	3	12	51	68
Vetilla de Qz	Qz (40%), Anh (35%) y Cp (25%)	2	13	45	63
Vetilla de Anh	Anh (95%), Cpy y Bo (5%)	2	1	58	7
Vetilla de Cp	Cp (50%), Anh (25%), Qz (23%), Py (2%)	5	4	43	18
Vetilla de Py	Py (55%), Qz (25%), Cp (10%), Anh (5%)	4	9.8	46	49
Resistencia residual		12	0	40	0

Al comparar los resultados de las dos tablas anteriores, es posible inferir que las vetillas con menor espesor tienen cohesiones mayores y ángulos de fricción menores. Si bien existe una clara diferencia, no es posible establecer un modelo de los parámetros de cohesión y fricción en

función del espesor de la vetilla. Adicionalmente, existe una diferencia significativa en los esfuerzos normales aplicados en los ensayos que podría estar afectando a los parámetros estimados. Por último, se debe mencionar que el número de ensayos utilizados para ajustar el criterio de Mohr-Coulomb en el caso de vetillas con espesores sobre 2 [mm] es limitado.

En términos de la resistencia a la compresión uniaxial de las vetillas de Cp, se observa que es de aproximadamente de 18 [MPa], indicando que estas deberían presentar efecto de escala. La Figura 6.8 presenta el exponente k según la ecuación [13] en función de la resistencia a la compresión uniaxial en probetas de 50 [mm] de diámetro.

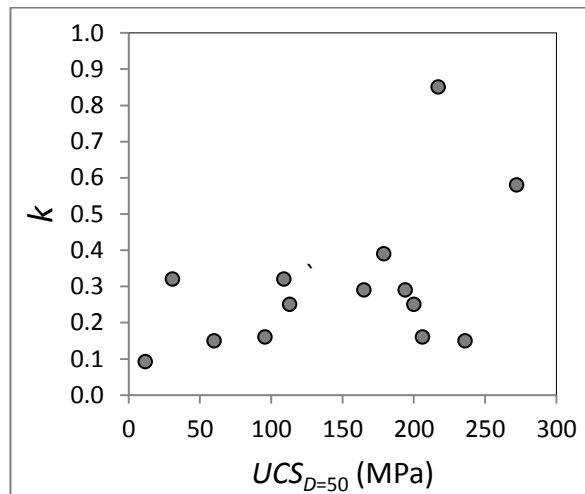


Figura 6.8: Exponente k según la ecuación [13] en función de la resistencia a la compresión uniaxial en probetas de 50 [mm] de diámetro, $UCS_{D=50}$. (Yoshinaka et al., 2008)

De la Figura 6.8 se observa que el exponente k , en general, varía entre 0.1 y 0.4. Basándose en estos se adopta un exponente de escalamiento medio e igual a 0.2 para las vetillas de Cp. De esta manera, la curva de escalamiento de la cohesión queda dada por:

$$c = a_1(L)^{-0.2} \quad [26]$$

Dónde:

- a_1 : parámetro de ajuste.
- L : largo de la vetilla [mm].

Para el cálculo de la constante a_1 se utilizan los resultados de ensayos de laboratorio para las vetillas de Cp. De estos ensayos se tiene una cohesión de $c = 4$ [MPa] a una escala promedio de $L_{promedio} = 57.5$ [mm]. Luego, el parámetro a_1 queda definido por:

$$a_1 = \frac{c(L_{promedio})}{L_{promedio}^{-0.2}} = \frac{4}{57.5^{-0.2}} \rightarrow a_1 = 9 \quad [27]$$

Luego, escalando para el tamaño de bloque promedio del DFN de 210 [mm] se obtiene:

$$c = a(210)^{-0.2} \rightarrow c = 3.1[\text{MPa}] \quad [28]$$

La Figura 6.9 presenta la curva de escalamiento propuesta para la cohesión, junto a la curva estimada por Karzulovic (2001) utilizando un exponente $k=0.5$ y resultados de ensayos triaxiales con esfuerzos normales entre 40 y 90 [MPa].

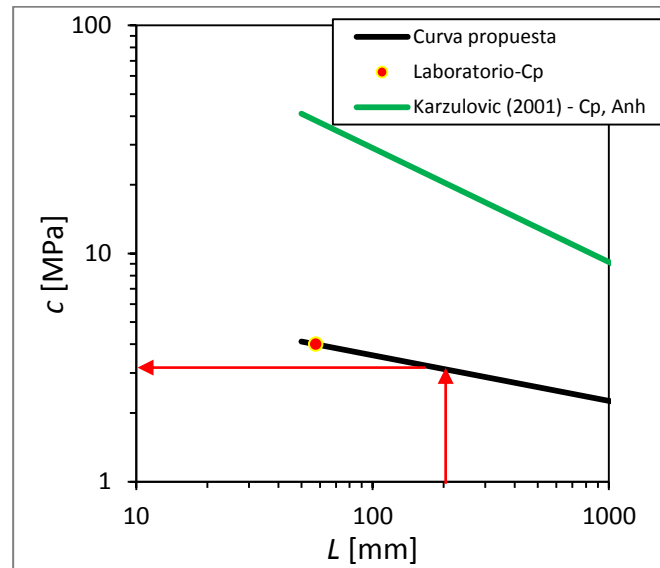


Figura 6.9: Curva de escalamiento propuesta para la cohesión de vetillas de Cp. Se indica el escalamiento para el tamaño del bloque promedio.

Basándose en los parámetros de fricción estimados por Yoshinaka et al. (2008) (Figura 6.7b), se asume que el ángulo de fricción no presenta efecto de escala. Con esto resulta que el ángulo de fricción de las vetillas de Cp es de $\phi_{Cp} = 43^\circ$ (Tabla 6.4).

6.1.3. Resistencia a la tracción

La Tabla 6.5 presenta los resultados de ensayos de tracción directa realizados en probetas con vetillas de Cp.

Tabla 6.5: Resumen de los ensayos de tracción directa en que hay falla por vetilla de Cp. (Flansbjer, 2010)

Muestra	Diámetro [mm]	Resistencia a la tracción, T_d [MPa]
DAC – 24	50.1	1.3
DAC – 25	50.1	1.0

Diversos criterios de falla en roca indican que la resistencia a la tracción directa es proporcional a la cohesión o a la resistencia a la compresión uniaxial, tales como:

$$\begin{aligned}
 \text{Mohr-Coulomb:} & \quad \sigma_t = \frac{c}{\tan \phi} \\
 \text{Griffith:} & \quad \sigma_t = \frac{c}{2} \quad [29] \\
 \text{Hoek-Brown:} & \quad \sigma_t = \frac{\sigma_c}{2} \left(m - \sqrt{m^2 + 4} \right)
 \end{aligned}$$

Según esto, se procede a utilizar la misma curva de escalamiento de la cohesión para la tracción directa:

$$T_d = a_2(L)^{-0.2} \quad [30]$$

Dónde:

- a_2 : parámetro de ajuste.
- L : largo de la vetilla [mm].

Para el cálculo de la constante a_2 se utilizan los resultados de ensayos de laboratorio para las vetillas de Cp. De estos ensayos se tiene una resistencia a la tracción directa de 1.2 [MPa] a una escala promedio de $L_{promedio} = 50.1$ [mm]. Luego, el parámetro a_1 queda definido por:

$$a_2 = \frac{T_d(L_{promedio})}{L_{promedio}^{-0.2}} = \frac{1.2}{50.1^{-0.2}} \rightarrow a_2 = 2.6 \quad [31]$$

Luego, escalando para el tamaño de bloque promedio del DFN de 210 [mm] se obtiene:

$$\begin{aligned}
 T_d &= 2.6(210)^{-0.2} \\
 \rightarrow T_d &= 0.9 \text{ [MPa]} \quad [32]
 \end{aligned}$$

La Figura 6.10 presenta la curva de escalamiento propuesta para a resistencia a la tracción directa de vetillas de Cp, junto al valor estimado por Karzulovic (2001).

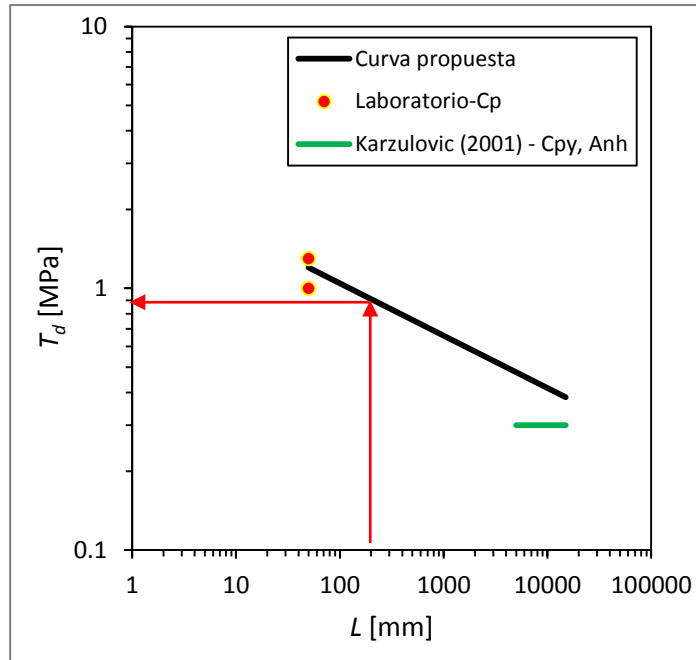


Figura 6.10: Curva de escalamiento propuesta para la resistencia a la tracción directa de vetillas de Cp. Se indica el escalamiento para el tamaño del bloque promedio.

6.1.4. Dilatancia

Para obtener la dilatancia de las vetillas se utilizan las recomendaciones propuestas por Hoek & Brown (1997), donde se asocian ángulos de dilatancia a la calidad del macizo rocoso (Tabla 6.6).

Tabla 6.6: Recomendaciones de Hoek & Brown (1997) para estimar el ángulo de dilatancia de macizos rocosos.

Calidad del macizo rocoso	Ángulo de dilatancia
Muy Buena	$\phi/4$
Regular	$\phi/8$
Mala	0

Las vetillas de Cp se asocian a un macizo rocoso de calidad regular a mala, por lo que se utiliza:

$$\psi = \frac{\phi}{8} \xrightarrow{\phi=43^\circ} \psi = 5.38^\circ \quad [33]$$

6.2. Contribución por rugosidad

A las estimaciones anteriores se les debe agregar la contribución por rugosidad. Evidencia experimental ha demostrado que la rugosidad provoca un efecto de escala en el comportamiento mecánico de las estructuras. Esto debe ser considerado al momento de calcular la rigidez, ángulo de fricción y ángulo de dilatación. Este efecto de escala se incorpora suponiendo que a medida que aumenta la extensión de la estructura disminuirá la importancia relativa de la rugosidad, como componente geométrico, y también del cizalle de las asperezas que definen la rugosidad, como componente puramente resistente. Conforme a esto Barton & Bandis (1983) proponen dos coeficientes, determinados empíricamente, el JRC (*Joint Roughness Coefficient*) y JCS (*Joint wall Compressive Strength*) cuyas ecuaciones son:

$$JRC_n = JRC_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.02JRC_o} \quad [34]$$

$$JCS_n = JCS_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.03JRC_o} \quad [35]$$

Dónde:

- L_o : traza de referencia, usualmente entre 0.1 a 1 [m].
- L_n : traza de la estructura en terreno [m].
- JRC_o : coeficiente de rugosidad de la discontinuidad a la escala L_o .
- JRC_n : coeficiente de rugosidad de la discontinuidad a la escala L_n .
- JCS_o : resistencia a la compresión de la pared de la discontinuidad a escala L_o .
- JCS_n : resistencia a la compresión de la pared de la discontinuidad a la escala L_n .

La Figura 6.11 presenta coeficientes de rugosidad medidos en testigos con vetillas con trazas observables mayores a 0.3 [m].

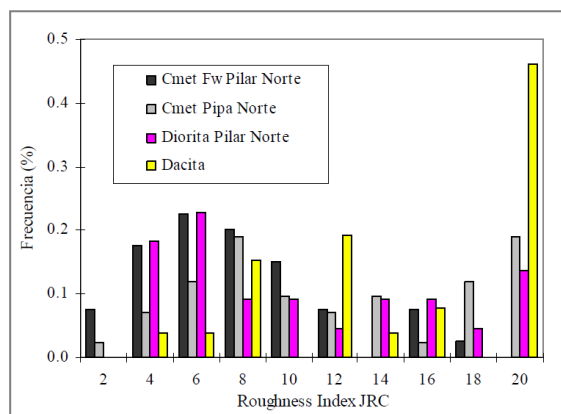


Figura 6.11: Coeficientes de rugosidad medidos en testigos con vetillas con trazas observables mayores a 0.3 [m].

De la figura anterior se observa que para la unidad litología CMET el JRC_o varía entre 2 y 20. Se adopta para el análisis un $JRC_o = 12$ como representativo de la unidad litología CMET HW para una traza de $L_o = 0.3$ [m]. La traza de terreno se considera igual al tamaño de bloque promedio del DFN, de $L_n = 0.21$ [m]. Para la resistencia a la compresión de la pared de la discontinuidad a escala L_o , se asume $JCS_o = 100$ [MPa]. Con los valores anteriores es posible evaluar las ecuaciones [34] y [35]:

$$JRC_n = 12 \left(\frac{0.3}{0.21} \right)^{-0.02 \cdot 12} \quad [36]$$

$$\rightarrow JRC_n = 13.1$$

$$JCS_n = 100 \left(\frac{0.3}{0.21} \right)^{-0.03 \cdot 12} \quad [37]$$

$$\rightarrow JCS_n = 113.7 \text{ [MPa]}$$

6.2.1. Rigidez normal k_n y al corte k_s

La siguiente formula fue sugerida por Bandis (1993) para estimar la rigidez al corte asociada a la rugosidad:

$$k_{s,r} = \frac{500}{L_n} \left(\frac{L_n}{JRC_n} \right)^{0.33} \sigma_n \cdot \tan \left[\phi_b + JRC_n \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad [38]$$

Dónde:

ϕ_b : ángulo de fricción básico [°].

Utilizando los coeficientes obtenidos en las ecuaciones [36] y [37], junto a un esfuerzo normal de 10 [MPa] (estimado como representativo en las vetillas durante los ensayos de compresión) y el ángulo de fricción residual de vetillas de 40° se tiene:

$$k_{s,r} = \frac{\left(10 \cdot \tan 40 + 13.1 \cdot \log \left(\frac{113.7}{10} \right) \right)}{\frac{0.3}{500} \cdot \left(\frac{13.1}{0.3} \right)^{0.33}} \quad [39]$$

$$\rightarrow k_{s,r} = 8.3 \left[\frac{\text{GPa}}{\text{m}} \right]$$

6.2.2. Ángulo de fricción

El ángulo de fricción de las discontinuidades se calcula como el ángulo de fricción de la calcopirita más la contribución por rugosidad, como se muestra a continuación:

$$\phi_t = \phi + i \quad [40]$$

Donde i representa la contribución por rugosidad, la cual se define como:

$$i = JRC_n + \log\left(\frac{JCS_n}{\sigma_n}\right) \quad [41]$$

Utilizando los valores estimados para JRC_n , JCS_n y σ_n se tiene:

$$\begin{aligned} i &= 13.1 + \log\left(\frac{113.7}{10}\right) \\ &\rightarrow i = 13.8^\circ \end{aligned} \quad [42]$$

6.2.3. Dilatancia

Se utiliza la relación de Barton & Choubey (1978), la que permite estimar el ángulo de dilatancia tangencial *peak*:

$$d_{t,peak} = \frac{1}{M} \cdot JRC_n \cdot \log_{10}\left(\frac{JCS_n}{\sigma_n}\right) \quad [43]$$

Dónde:

$d_{t,peak}$: ángulo de dilatancia tangencial *peak* [°].

M : coeficiente de daño, que asume valores de 1 o 2 para bajos o altos esfuerzos normales, respectivamente.

Luego, utilizando los valores de JRC_n , JCS_n calculados, un esfuerzo normal de 10 [MPa] y asumiendo un coeficiente de daño de 1.5 se obtiene:

$$\begin{aligned} d_{t,peak} &= \frac{1}{1.5} \cdot 13.1 \cdot \log_{10}\left(\frac{113.7}{10}\right) \\ &\rightarrow d_{t,peak} = 9.2 [^\circ] \end{aligned} \quad [44]$$

6.3. Macroparámetros finales (vetillas + rugosidad)

Los valores de los parámetros de rigidez, ángulo de fricción y ángulo de dilatancia, asociados a vetillas y rugosidad deben ser sumados para obtener los parámetros finales de las discontinuidades:

$$\begin{aligned} k_{s,t} &= k_s + k_{s,r} \\ \phi_t &= \phi_{cp} + i \\ \psi_t &= \psi + d_{t,peak} \end{aligned} \quad [45]$$

La Tabla 6.7 presenta un resumen de los macroparámetros objetivos con que deberá ser calibrado el modelo SJCM. Cabe destacar que a los valores estimados se les considera una variación del 30% para obtener propiedades mínimas y máximas.

Tabla 6.7: Resumen de macroparámetros objetivos.

P [mm]	Caso	k_s [GPa/m]	k_n [GPa/m]	c [MPa]	ϕ [°]	σ_t [MPa]	Ψ [°]
1	promedio	78	196	3.1	57	0.8	15
	min	55	137	2.2	40	0.6	10
	máx.	102	255	4	74	1.1	19
2	promedio	43	108	3.1	57	0.8	15
	min	30	76	2.2	40	0.6	10
	máx.	56	141	4	74	1.1	19

Notar que la diferencia entre los set de parámetros para $P=1$ y 2 [mm], reside solamente en los valores de rigidez.

6.4. Medición de macroparámetros

La medición de los macroparámetros puede ser realizada en el *SRMLab* mediante ensayos virtuales de corte directo, tracción y ensayos de compresión. A continuación se presenta brevemente cada ensayo y los parámetros que involucran. Adicionalmente, se procede a explicar la manera de medir esfuerzos y desplazamientos macroscópicos en las muestras de partículas, y se presenta una correlación entre parámetros macroscópicos y microscópicos propuesta por Mas Ivars (2012).

6.4.1. Ensayo de corte directo

El ensayo de corte directo tiene por objetivo obtener la fricción, la rigidez de corte, la cohesión y la dilatancia de una discontinuidad. Para esto se modela un espécimen cubico el cual está dividido en dos partes iguales por un plano horizontal que representa la discontinuidad a medir. Este cubo es sometido a un confinamiento o carga vertical en su parte superior y a una carga horizontal creciente la cual generara un desplazamiento de la parte móvil del cubo generando un corte, tal como se aprecia en la Figura 6.12.

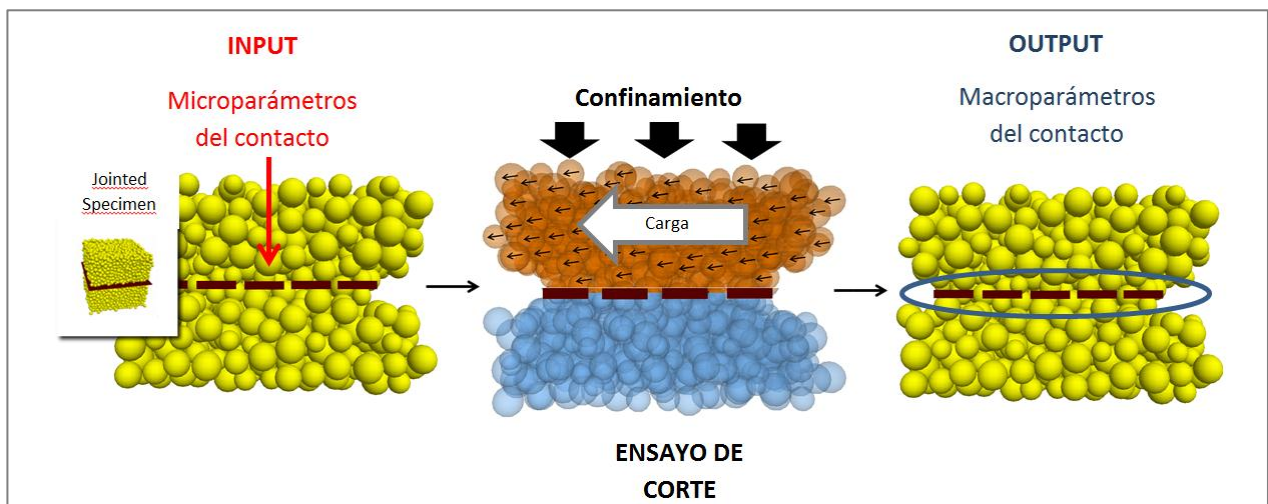


Figura 6.12: Simulación de ensayo de corte directo en SRMLab.

6.4.2. Ensayo de tracción directa

El ensayo de tracción directa es realizado en un espécimen cilíndrico, el cual es dividido por un plano que representa la discontinuidad a medir. Mediante este ensayo se obtienen los macroparámetros de tracción directa y la rigidez normal de la discontinuidad.

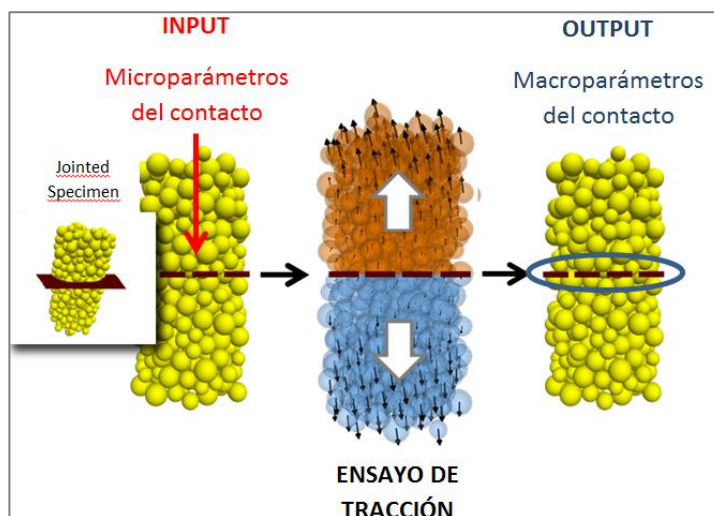


Figura 6.13: Ensayo de tracción directa para obtener la rigidez normal y la resistencia a la tracción directa en SRMLab.

6.4.3. Ensayo de compresión uniaxial

Este ensayo no es necesario en estricto rigor, sin embargo, su realización permite verificar si la rigidez normal obtenida en el ensayo de tracción directa, coincide con el obtenido mediante este ensayo. La compresión es realizada en un espécimen cilíndrico el cual está dividido por un plano horizontal el cual representa la discontinuidad a medir.

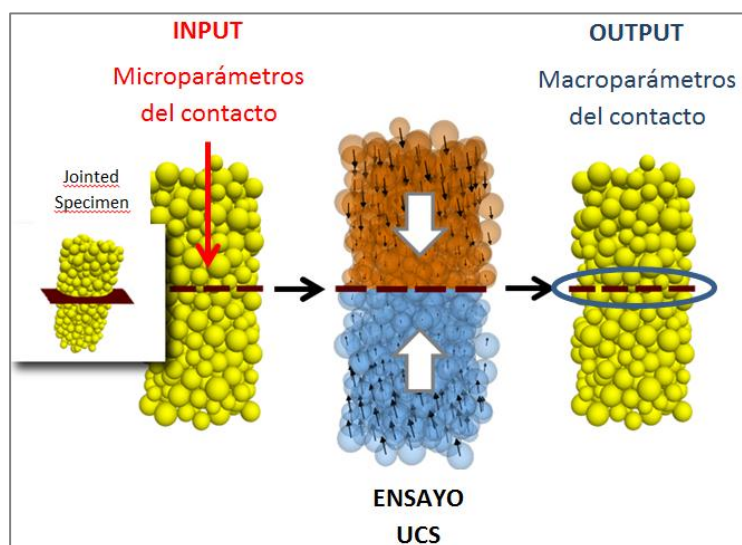


Figura 6.14: Ensayo de compresión uniaxial para obtener la rigidez normal en SRMLab.

6.4.4. Metodología de medición

El principal objetivo de los ensayos anteriormente descritos, es medir la macro-respuesta de la discontinuidad y no de la roca. A pesar de que se busque disociar esta respuesta, nunca se

logrará completamente, pero si se puede llegar a una buena aproximación utilizando una roca muy dura y rígida de manera que los desplazamientos solo ocurran en la discontinuidad y no en la roca. Es por esto que se busca medir directamente los esfuerzos y desplazamientos en la discontinuidad sumando las micro respuestas de cada “*smooth joint contact*” y obteniendo un promedio en todo el plano (Mas Ivars, 2012b)

El plano de discontinuidad está formado por varios “*smooth joints contacts*” que se traslapan unos con otros. Debido a este traslape es posible definir dos áreas de discontinuidad distintas:

- El “área de discontinuidad teórica”, $Area_{th}$: la que corresponde al área geométrica en el espécimen ensayado. Esta depende de la geometría del espécimen y es igual al área del cuadrado que conforma el plano que corta el cubo en los ensayos de corte directo y al área del círculo que conforma el plano que corta al cilindro en ensayos de tracción directa y de compresión:

$$Area_{th} \begin{cases} Area_{th,cy} = (Radio_{macro})^2 * \pi \\ Area_{th,sq} = L^2 \end{cases} \quad [46]$$

- El “área de discontinuidad real”, $Area_{real}$: la que corresponde a la sumatoria de las áreas de los n *smooth joint contacts* que componen el plano:

$$Area_{real} = \sum_1^n SJ_{area_{micro}}(j) \quad [47]$$

Debido al traslape apreciado en la Figura 6.15, se infiere que el $Area_{real}$ es mayor que $Area_{th}$.

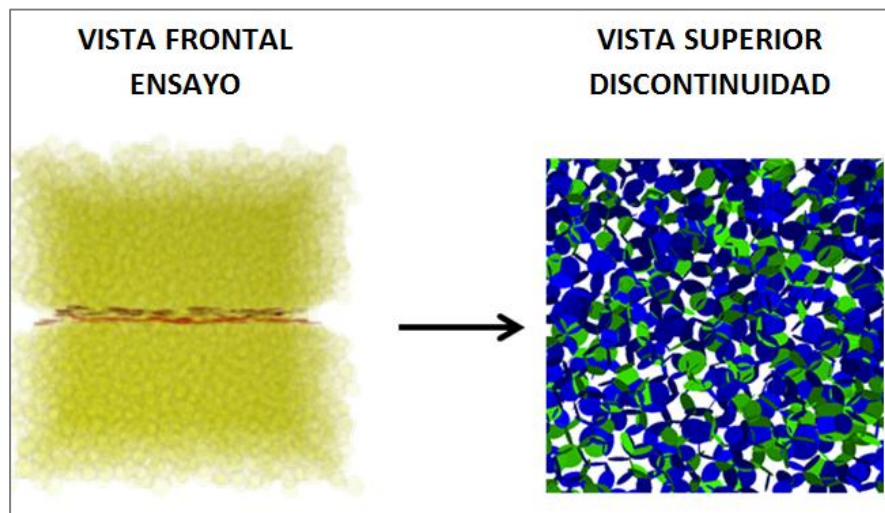


Figura 6.15: Localización de los *smooth joint contacts* dentro de una discontinuidad horizontal y su traslape.

Para comparar los resultados de las vetillas de laboratorio con los resultados en *SRMLab*, el macro esfuerzo de las vetillas debe ser calculado dividiendo la sumatoria de las fuerzas en estas por el área teórica de las vetillas. Si esta vetilla está compuesta por “n” *smooth joint contacts*, se tiene:

$$\sigma_{ii,MACRO} = \frac{\sum_1^n F_{i,micro}(j)}{Area_{th}} \quad [48]$$

La macro rigidez corresponde al promedio entre las “micro rigideces” de los contactos que forman el plano de discontinuidad. Esta se calcula dividiendo el promedio del micro-esfuerzo (ya sea de normal o de corte) por el promedio de desplazamiento:

$$K_i = \frac{\sigma_{ii,MACRO}}{Disp_i} \quad [49]$$

Dónde:

$$Disp_i = \frac{\sum_1^n Disp_{i,micro}(j)}{n} \quad [50]$$

La dilatación es estimada cuando se realiza un ensayo de corte directo usando la relación entre el desplazamiento normal y de corte, después del *peak*, como se aprecia en la Figura 6.16.

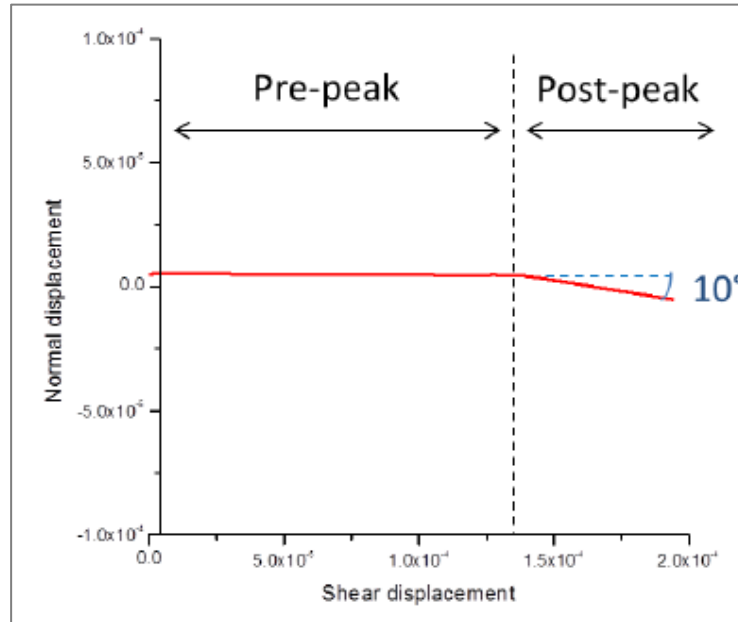


Figura 6.16: Ejemplo de desplazamiento normal y de corte cuando se tiene un ángulo de dilatación de 10° en un ensayo de corte directo con 0.27 [MPa] de confinamiento. (Mas Ivars & Bouzeran, 2012b)

El ángulo de fricción es evaluado ensayando varios ensayos de corte directo a distintos niveles de confinamiento. La cohesión se estima como la diferencia entre la resistencia *peak* sin cohesión y la resistencia *peak* con cohesión. Para hacer esta estimación, se realizan una serie de ensayos de corte directo a distinto confinamiento, primero sin cohesión, para luego proseguir con estos mismos ensayos, pero esta vez con cohesión, tal como se aprecia en la Figura 6.17.

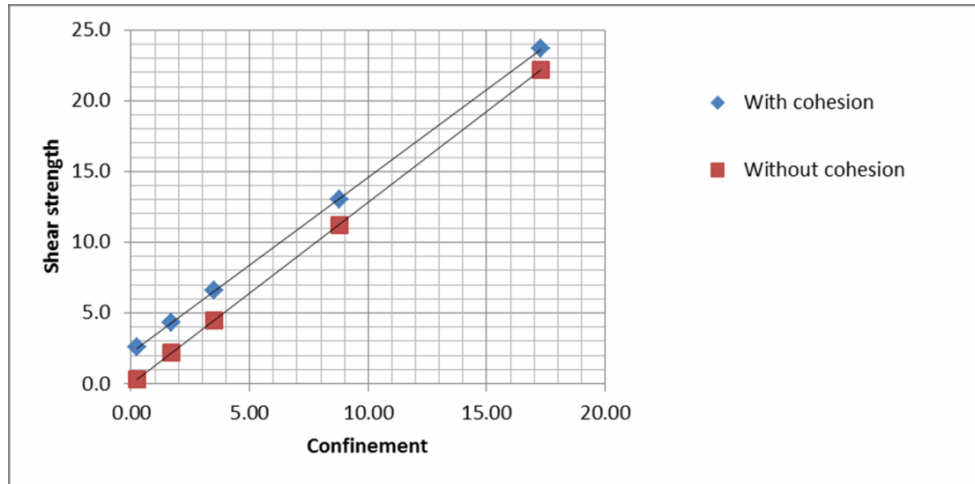


Figura 6.17: Resistencia *peak* vs confinamiento para ensayos de corte directo con y sin cohesión. (Mas Ivars & Bouzeran, 2012b)

Si consideramos las definiciones anteriores, y si la vetilla se comporta como debe, en el caso del ángulo de fricción y ángulo de dilatancia, estos tienen el mismo valor que el de los microparámetros, mientras que, cuando se están midiendo esfuerzos, los macroparámetros de las vetillas son igual a las micro multiplicadas por una razón, $A_{ratio} = \frac{Area_{th}}{Area_{real}}$.

6.4.5. Relación Micro-Macro

Se realizaron varias simulaciones con distintos microparámetros donde se registraron los macroparámetros obtenidos. Los ensayos realizados llevan a la conclusión que para cada realización, los macroparámetros pueden ser estimados a partir de los microparámetros. La Tabla 6.8 presenta el error que se produce al estimar los microparámetros a partir de los macroparámetros. Se observa un error bajo para las propiedades elásticas y un error del orden del 10% para propiedades no elásticas, este último es debido al complejo comportamiento frágil de la roca.

Tabla 6.8: Resumen del error que se produce al estimar los microparámetros a partir de los macroparámetros. (Mas Ivars & Bouzeran, 2012b)

Parámetro	Estimación del Microparámetro	Error
k_n	Macroparámetro / A_{ratio}	<1%
k_s	Macroparámetro / A_{ratio}	<1%
σ_t	Macroparámetro / A_{ratio}	0 a 10%
ϕ	Macroparámetro	0 a 5%
c	Macroparámetro / A_{ratio}	0 a 10%
ψ	Macroparámetro	0 a 8%

De manera de evaluar el comportamiento de A_{ratio} se realizaron una serie de ensayos con distinta resolución y distinto seed number de manera de alterar su génesis. Los resultados de este análisis se presentan en la Figura 6.18.

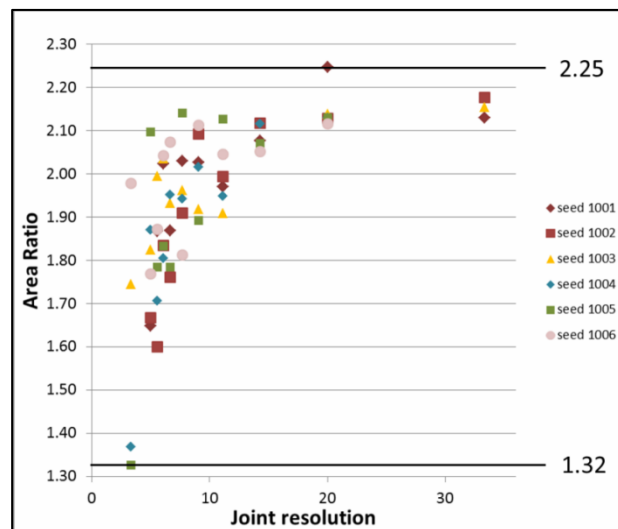


Figura 6.18: Relación de áreas vs resolución y seed number. Mas Ivars & Bouzeran, 2012b)

La Figura 6.18 tiene las siguientes implicancias:

- El A_{ratio} depende del orden de empaquetamiento de las partículas (*seed number*) y de la resolución en la vetilla (números de partículas en el diámetro de la vetilla).
- Mientras más baja sea la resolución mayor será la variabilidad.
- El A_{ratio} varía entre 1.32 y 2.25 para resoluciones menores a 3 y mayores a 16, respectivamente.
- Es posible ajustar la siguiente tendencia entre A_{ratio} y resolución, x :

$$A_{ratio} = -1.122 \cdot e^{\frac{-x}{4.184}} + 2.134 \quad [51]$$

6.5. Resumen microparámetros de vetillas

Para el cálculo de los microparámetros, se utiliza un $A_{\text{ratio}} = 1.76$, este se obtuvo utilizando una resolución de 4.67 en el bloque intacto promedio de 0.21 [m]. La Tabla 6.9 presenta los microparámetros obtenidos según las relaciones presentadas en la Tabla 6.8 para una potencia menor a 2 [mm] y mayor a 2 [mm]. Estos microparámetros son los que se utilizarán para las vetillas en los ensayos de macizos rocosos. Cabe destacar que a pesar de la relación impuesta para la “micro-dilatancia” arroja que debe ser 15° , esta es fijada a 0 para evitar que la muestra estalle durante la realización de la simulación.

Tabla 6.9: Microparámetros para vetillas.

P [mm]	Caso	\bar{k}_s [GPa/m]	\bar{k}_n [GPa/m]	c_b [MPa]	ϕ_b [°]	σ_c [MPa]	Ψ [°]
1	promedio	44.3	111.4	1.8	57	0.45	0
	min	31.3	77.8	1.3	40	0.34	0
	máx.	58.0	144.9	2.3	74	0.63	0
2	promedio	24.4	61.4	1.8	57	0.45	0
	min	17.0	43.2	1.3	40	0.34	0
	máx.	31.8	80.1	2.3	74	0.63	0

7. EFECTO DE ESCALA Y TIEMPOS DE SIMULACIÓN

Según Hudson & Harrison (1997) el volumen representativo equivalente (REV), es el volumen que contiene un número suficiente de inhomogeneidades, permitiendo representar al macizo como un pseudo continuo y cuyo comportamiento no presentará una gran variación si es que el volumen sigue aumentando (Figura 7.1).

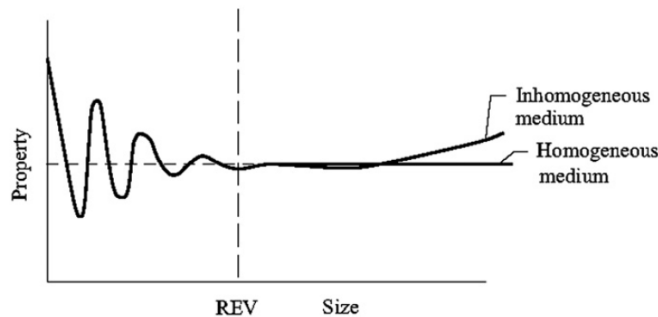


Figura 7.1: Concepto del volumen representativo equivalente (REV). Hudson & Harrison (1997)

Algunas guías han sido propuestas en la literatura para establecer el tamaño del REV. Basándose en ensayos de placa de carga, Rocha (1974) sugiere que el REV es varias veces mayor que el espaciado promedio de discontinuidades. Schultz (1996) sugiere que el macizo rocoso puede ser tratado como un continuo cuando la escala del problema excede al tamaño del bloque o espaciado de discontinuidades por un factor de 5 a 10. Hoek & Brown (1997) simplemente establecen que para aplicar su criterio empírico de resistencia, el talud o excavación subterránea debe ser lo suficientemente grande en comparación al tamaño del bloque, resultando en un macizo rocoso de apariencia “altamente fracturado”. Mostyn & Douglas (2000) sugieren que el efecto de escala puede ser considerado en el análisis interpretando el GSI a la escala de interés.

El presente capítulo presenta el efecto de escala observado mediante la aplicación de la técnica SRM a probetas de distintos tamaños del dominio geotécnico CMET HW. El objetivo es estudiar el comportamiento de la roca sintética a medida que aumenta el tamaño de la probeta. Esto permitirá seleccionar el tamaño de la probeta para realizar las simulaciones del capítulo siguiente de manera de minimizar los tiempos de procesamiento y acercarse lo más posible al REV.

Utilizando los microparámetros del bloque promedio de roca y de vetillas promedios, estimados en las secciones anteriores, se varía el tamaño de la probeta y se estudia la respuesta mecánica de la muestra. Se reportan las curvas esfuerzo-deformación, resistencia *peak* y módulos de deformación de muestras ensayadas bajo trayectorias de esfuerzo triaxial en compresión a un confinamiento de 0.5 [MPa], en tres direcciones ortogonales.

7.1. Geometría de las probetas y configuración de ensayos

Se han definido probetas de roca de geometría cilíndrica, debido a que las esferas de medición se ajustan de una mejor manera a esta forma. Se utilizan ancho igual a: 5, 10 y 15 veces el tamaño del bloque promedio, es decir, de: 1.05 [m], 2.1 [m] y 3.15 [m], respectivamente, con una razón alto/ancho de 2.1. El tamaño de partícula se ha mantenido igual al utilizado en la calibración de la roca intacta, es decir 0.045 [m]. La Figura 7.2 ilustra la configuración geométrica de las muestras.

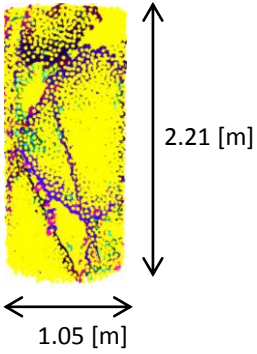
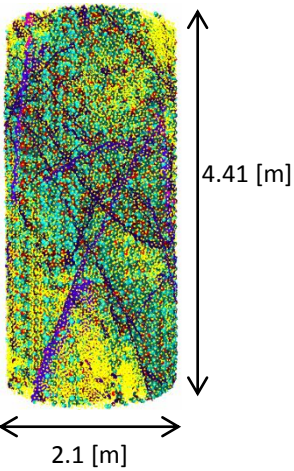
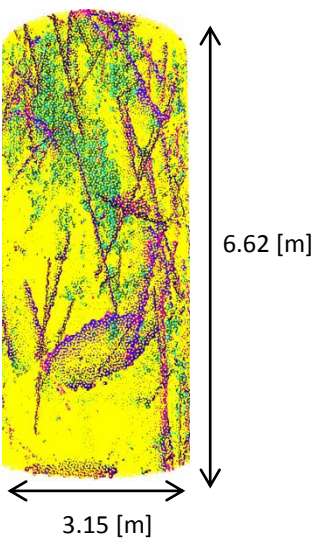
N° veces bloque promedio	5	10	15
N° partículas	32960	263682	889928
			

Figura 7.2: Configuración geométrica de las muestras utilizadas para estudiar el efecto de escala.

Adicionalmente, se considera la siguiente configuración para los ensayos.

- Para cada ensayo se registra la resistencia *peak* (σ_{1p}), su curva esfuerzo-deformación axial y su módulo de elasticidad (E).
- Se aplica la carga de los ensayos en tres direcciones ortogonales (ver sección 7.2). Esto permite identificar si el macizo rocoso presenta anisotropía en su comportamiento.
- Se realizarán ensayos triaxiales a 0.5 [MPa] de confinamiento con una tasa de deformación de $2e-6$.
- El *stress drop* es disminuido de 85% a 70%, para evitar que las simulaciones se detengan automáticamente debido a posibles fluctuaciones de esfuerzos.
- Se utilizan solo los parámetros promedio de vetillas.
- Se incrementa el *force threshold* desde 10 a 50.
- Se utiliza el mismo “*seed number*” en todos los ensayos.

7.2. Orientación de la probeta

Una vez generado el DFN, se procede a intersectar la muestra con cilindros en tres direcciones ortogonales. El objetivo es evaluar cómo influye la orientación de la probeta en el comportamiento del macizo rocoso. La Figura 7.3 ilustra cómo la intersección de los cilindros con el DFN en distintas direcciones, incide en las distintas configuraciones del macizo.

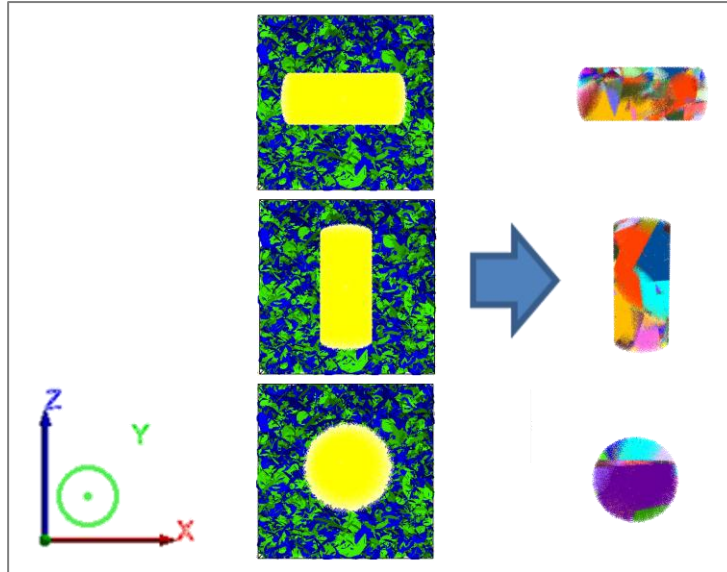


Figura 7.3: Intersección de cilindros en distintas direcciones con la red de discontinuidades. Dirección 1=dirección X=E-W, dirección 2=dirección Y=N-S, dirección 3=dirección Z=vertical.

7.3. Resultados

La Figura 7.4 presenta las curvas esfuerzo-deformación para los distintos tamaños de probetas en las tres direcciones ortogonales.

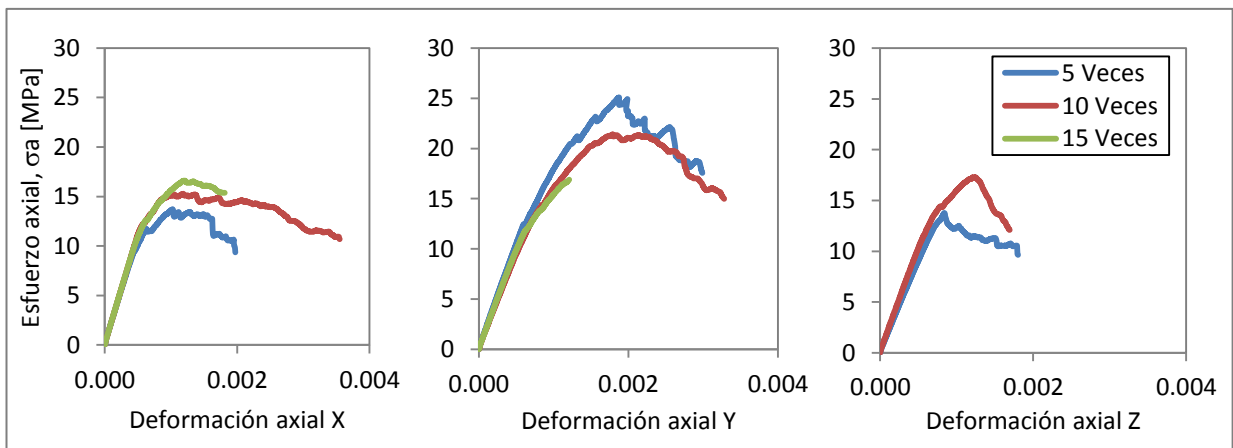


Figura 7.4: Curvas esfuerzo-deformación de ensayos triaxiales para distintos tamaños de probetas y direcciones.

De la figura anterior se observa que existe variabilidad en el comportamiento y resistencia *peak* al variar el tamaño de la probeta. Debido al prolongado tiempo de las simulaciones no fue posible terminar de procesar las probetas con un diámetro de 15 veces el tamaño promedio para la dirección Z.

La Figura 7.5 presenta el esfuerzo axial *peak* y el módulo de deformación en función del tamaño de la probeta.

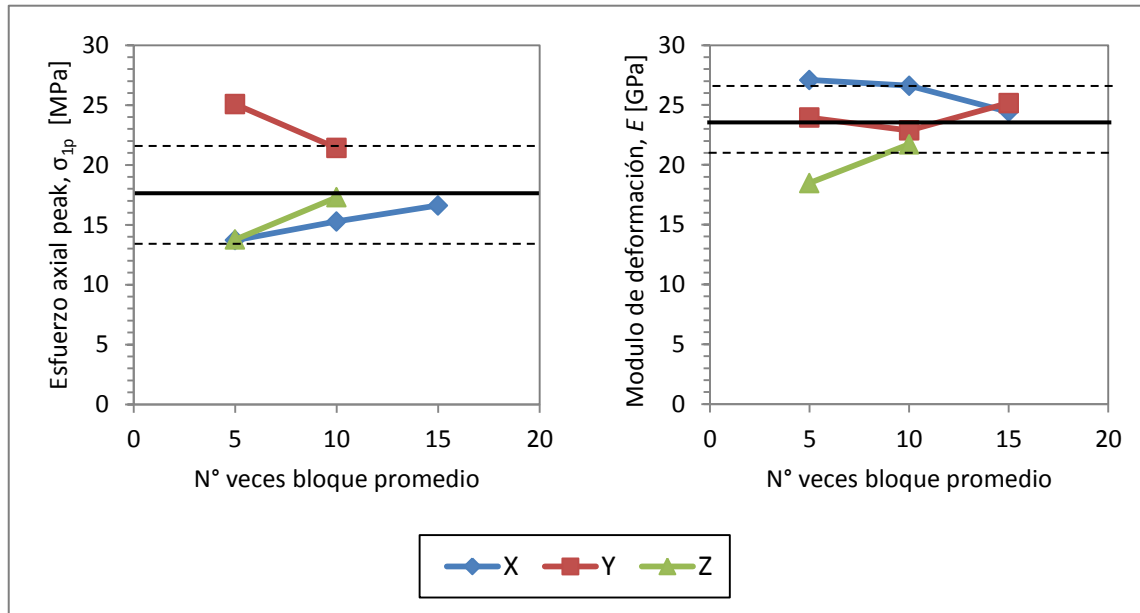


Figura 7.5: Esfuerzo axial peak y módulo de deformación para distintos tamaños de probetas y direcciones. Se incluye el promedio y una desviación estándar con línea negra y punteada, respectivamente.

Se observa que no todas las direcciones presentan el comportamiento esperado: una disminución de los parámetros a medida que aumenta el tamaño de la probeta. Este comportamiento solo se observa en la dirección X e Y para el módulo de deformación y la resistencia *peak*, respectivamente. La tendencia para el resto de las direcciones se debe a que el tamaño involucrado en las simulaciones es menor al REV, y por lo tanto aun presentan fluctuaciones. Al comparar los resultados de las simulaciones individuales con el promedio de los resultados, se observa que la variabilidad tiende a disminuir a medida que el tamaño aumenta. Según la tendencia de la Figura 7.5 es posible sugerir que el REV se alcanza para tamaños un poco mayores a 15 veces el bloque promedio. Es necesario realizar un mayor número de simulaciones y a tamaños mayores para poder concluir definitivamente sobre el REV real del dominio geotécnico CMET HW.

La Figura 7.6 muestra la relación entre el ancho de la probeta y el tiempo requerido para finalizar un ensayo triaxial. A modo de referencia las simulaciones anteriores fueron realizadas corriendo dos simulaciones simultáneas en un equipo de las siguientes características:

- Intel ® Core ™ i7-2600K CPU @ 3.4 GHz.
- 16 GB RAM DDR3 Corsair 1333 MHz.
- 1 TB HDD 7200 RPM 64 MB Cache 6GB/s.

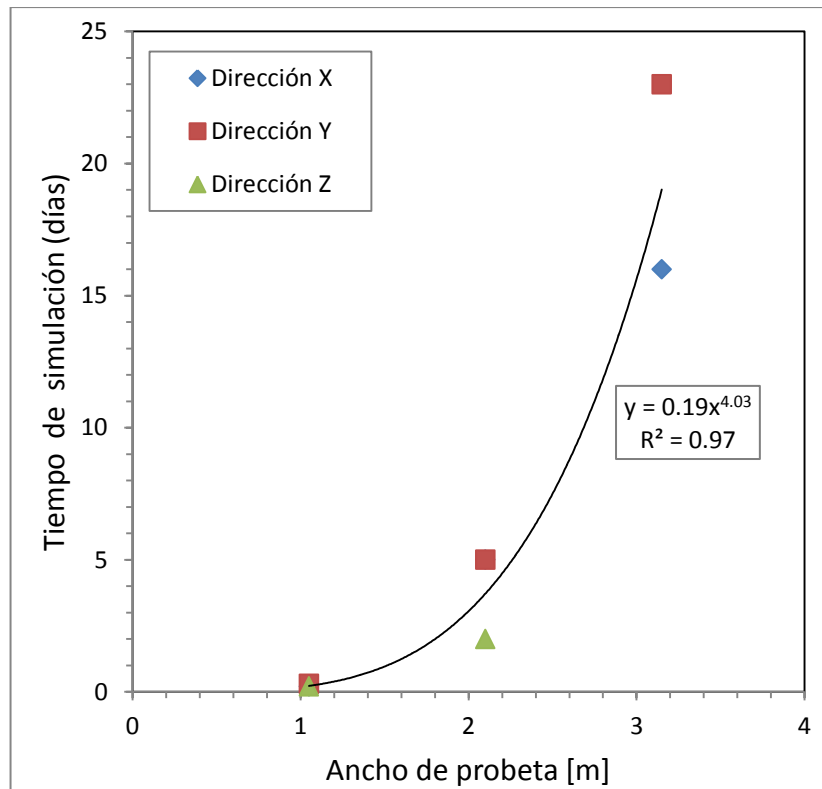


Figura 7.6: Tiempo de simulaciones para los distintos anchos de probeta.

El número total de ensayos a realizar es de 45. Si se utiliza la tendencia indicada en la Figura 7.6 para estimar los tiempos de procesamiento de estos ensayos, con dos simulaciones simultáneas, se obtiene: 4, 85 y 408 [días], para anchos de probetas de 1.05, 2.1 y 3.15 [m], respectivamente. Debido a los prolongados tiempos de simulación de los ensayos virtuales, con una clara tendencia potencial respecto al tamaño, se considera en este estudio una probeta con un diámetro de 10 veces el bloque promedio de roca para representar al dominio geotécnico CMET HW.

8. ENSAYOS A ESCALA DE MACIZO ROCOSO

El presente capítulo tiene por finalidad presentar los resultados de ensayos en probetas cilíndricas con un ancho igual a 10 veces el tamaño del bloque promedio para el dominio geotécnico CMET HW, utilizando los microparámetros del bloque promedio de roca y de vetillas estimados en las secciones anteriores. Se reportan las curvas esfuerzo-deformación, resistencia *peak* y módulos de deformación de muestras ensayadas bajo trayectorias de esfuerzos de tracción directa y triaxial en compresión, en tres direcciones ortogonales (ver Figura 7.3). Se estudia el impacto de la variación en un 30% de los microparámetros de vetillas en los macroparámetros del macizo rocoso.

8.1. Configuración de ensayos

- Se utiliza un cilindro de ancho igual a 10 veces el tamaño del bloque promedio, es decir 2.1 [m], y una razón alto/ancho de 2.1.
- Para cada ensayo se registra la resistencia *peak* (σ_{1p}), su curva esfuerzo-deformación axial y su módulos de elasticidad (E).
- Se aplica la carga de los ensayos en tres direcciones ortogonales (ver sección 7.2). Esto permite identificar si el macizo rocoso presenta anisotropía en su comportamiento.
- El *strain rate* para ensayos triaxiales varía según el nivel de confinamiento aplicado. Para ensayos triaxiales de 0.5 [MPa], 4 [MPa] y 8 [MPa], se utilizan tasas de deformación de $2e-6$, $3.4e-6$ y $5e-6$, respectivamente.
- Para los ensayos de tracción se utiliza un *strain rate* de $2e-7$.
- El *stress drop* es disminuido de 85% a 70%, para evitar que las simulaciones se detengan automáticamente debido a la fluctuación de esfuerzos.
- Se incrementa el *force threshold* desde 10 a 50.
- Se utiliza el mismo “*seed number*” en todos los ensayos.

8.2. Resultados

8.2.1. Ensayos de Tracción

En la Figura 8.1 se presentan las curvas de esfuerzo-deformación axial para ensayos de tracción, utilizando los microparámetros mínimos, promedios y máximos para las vetillas, en las direcciones X, Y y Z. Se observa un grado de anisotropía menor, con mayores resistencias a la tracción directa en la dirección X. En términos de la sensibilidad de la resistencia a la tracción directa *peak* con respecto a los microparámetros de vetillas, se observa un aumento y una disminución del orden del 35% y del 20% con respecto a los valores promedios para los

microparámetros de las vetillas máximas y mínimas, respectivamente. La Tabla 8.1 presenta un resumen de la resistencia a la tracción.

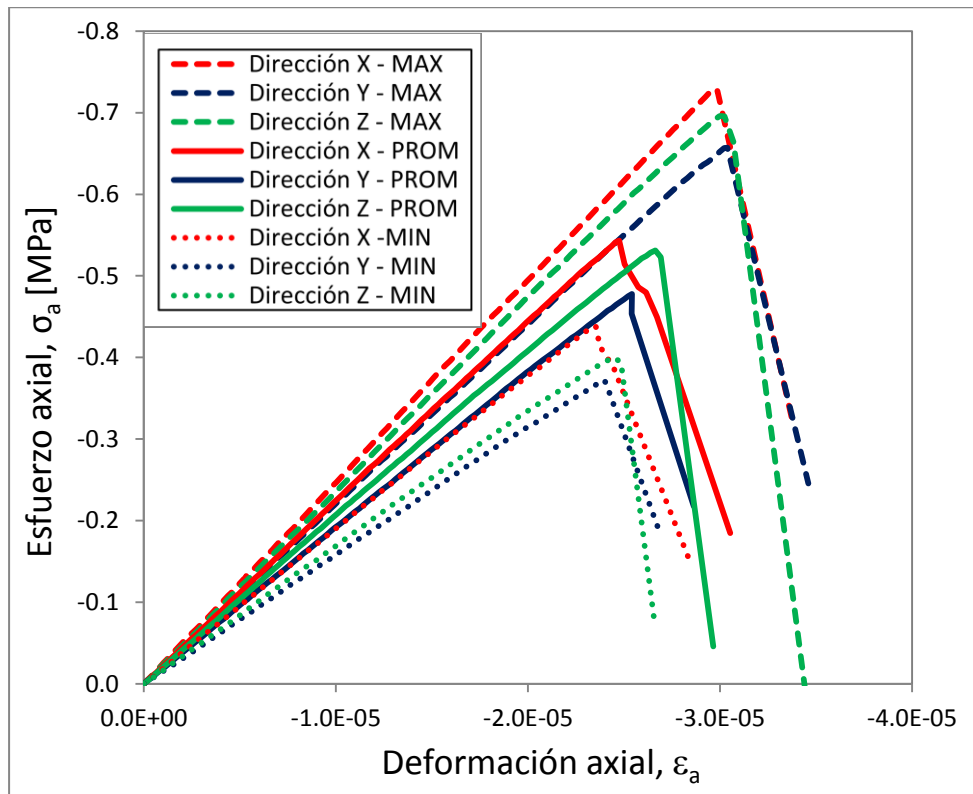


Figura 8.1: Curvas esfuerzo-deformación axial por parámetro de vetilla y distintas direcciones de carga, para ensayos de tracción directa.

Tabla 8.1: Resumen de resistencia a la tracción directa en tres direcciones para los distintos parámetros de vetillas.

Resistencia a la Tracción, T_d [MPa]			
Dirección	mínimo	promedio	máximo
X	-0.44	-0.54	-0.73
Y	-0.37	-0.48	-0.66
Z	-0.40	-0.53	-0.70

8.2.2. Ensayos Triaxiales

La Figura 8.2 presenta las curvas de esfuerzo-deformación axial y deformación volumétrica-deformación axial para ensayos triaxiales, utilizando los microparámetros mínimos, promedios y máximos para las vetillas, en las direcciones X, Y y Z.

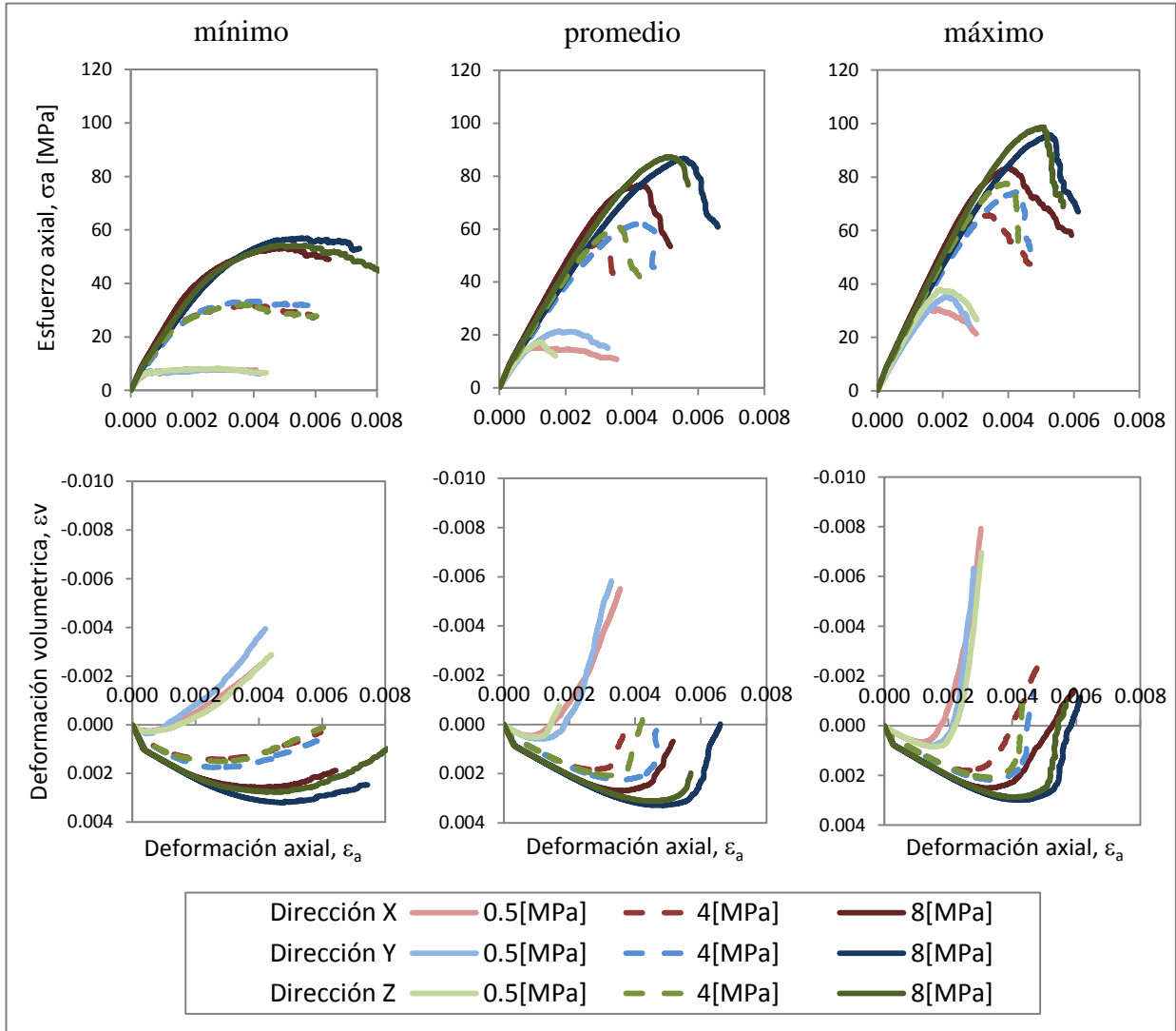


Figura 8.2: Curvas esfuerzo-deformación axial y deformación volumétrica-deformación axial por parámetro de vetilla y distintas direcciones de carga, para ensayos triaxiales.

Estos resultados permiten establecer los siguientes comentarios:

- Se observa un aumento de la resistencia y fragilidad en las direcciones Y y Z.
- La resistencia *peak* tiende a aumentar con el confinamiento. Sin embargo, el comportamiento *post-peak* tiende a ser más frágil a medida que el confinamiento aumenta. Esto es una tendencia opuesta a la esperada.
- La respuesta de la muestra es completamente elastoplástico para los microparámetros mínimos de vetillas.
- A medida que aumentan los microparámetros de las vetillas el comportamiento tiende a ser más frágil.

- La dilatancia (umbral de daño, σ_{cd}) en la muestras comienza para valores de esfuerzos cercanos al *peak*.

La Tabla 8.2 presenta un resumen de los parámetros de resistencia y deformabilidad que caracterizan a los ensayos triaxiales.

Tabla 8.2: Resumen de macro-parámetros obtenidos de ensayos triaxiales en tres direcciones para los distintos parámetros de vetillas.

mínimo	σ_3 [MPa]	σ_{lp} [MPa]			E [GPa]			σ_{cd} [MPa]		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
	0.5	7.9	8.0	8.3	23.7	16.5	21.6	6.5	7.13	6.5
	4	31.9	33.7	32.2	24.7	20.8	22.8	29.6	32.1	30.7
	8	53.4	57.0	54.5	24.4	21.1	22.0	51.8	56.3	53.8
promedio	σ_3 [MPa]	σ_{lp} [MPa]			E [GPa]			σ_{cd} [MPa]		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
	0.5	15.3	21.4	17.3	26.6	22.9	17.3	14.6	16.8	15.9
	4	55.3	62.2	60.6	27.5	25.2	60.6	53.3	58.6	59.3
	8	76.5	86.8	87.3	28.4	25.0	87.3	73.9	81.6	83.7
máximo	σ_3 [MPa]	σ_{lp} [MPa]			E [GPa]			σ_{cd} [MPa]		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
	0.5	30.5	35.4	38.0	28.8	28.0	25.0	26.3	28.5	33.2
	4	65.9	74.5	77.6	31.4	28.5	32.2	61.0	67.3	73.2
	8	83.5	95.8	98.6	30.9	28.8	32.1	78.4	87.3	91.6

La Figura 8.3 presenta la variación porcentual de la resistencia *peak* y del módulo de deformación con respecto a los microparámetros de vetillas en función del confinamiento. De esta figura es posible observar que el mayor efecto en la resistencia *peak* se produce al utilizar los microparámetros máximos, alcanzando un incremento de hasta 120% en la dirección Z, para un confinamiento de 0.5 MPa, con respecto al valor obtenido para los microparámetros promedios. A medida que el confinamiento aumenta la variabilidad de la resistencia *peak* con respecto a los microparámetros de vetillas tiende a disminuir. En el caso del módulo de deformación no hay una tendencia clara del efecto de los microparámetros con el confinamiento. En promedio se tiene que para una variabilidad de los microparámetros de vetillas de un $\pm 30\%$ se obtiene una variabilidad de un $\pm 40\%$ y un $\pm 15\%$ para la resistencia *peak* y módulo de deformación, respectivamente.

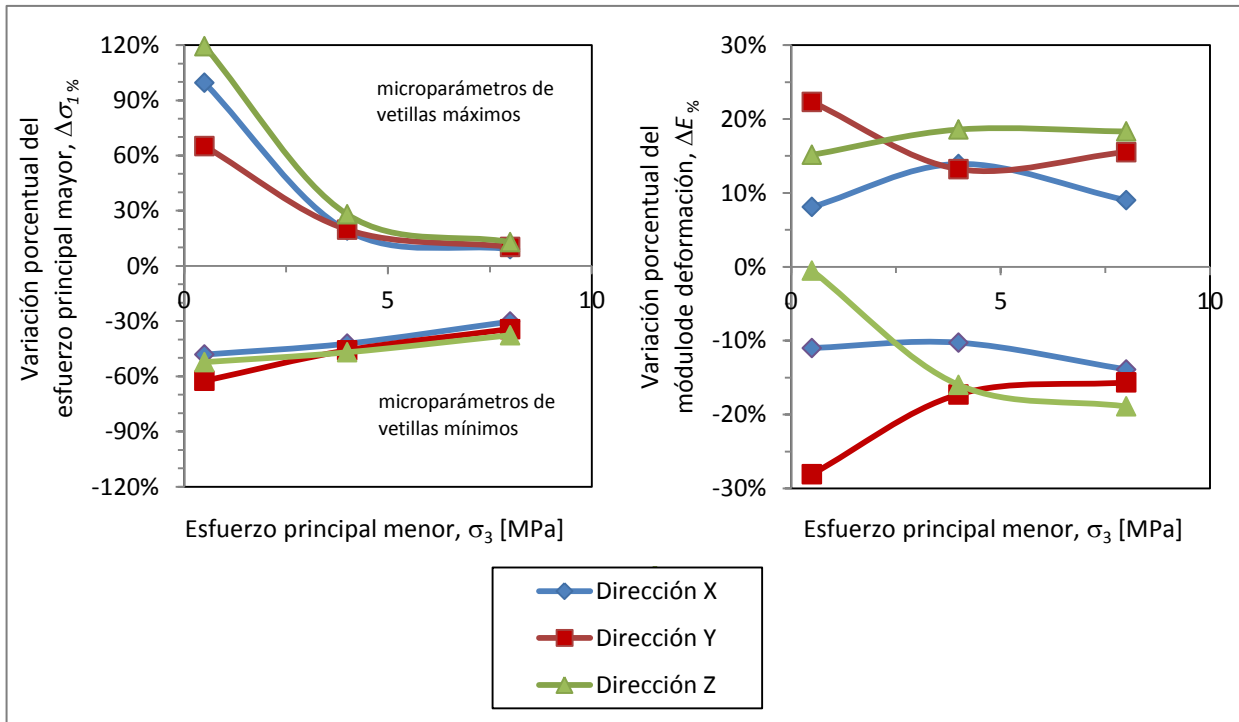


Figura 8.3: Variación porcentual de la resistencia *peak* y módulo de deformación con respecto a los microparámetros promedio de vetillas en función del confinamiento.

8.3. Comparación con sistemas de clasificación

De manera de comparar los resultados anteriores se utilizan los parámetros de macizo rocoso obtenidos con la metodología convencional propuesta por Hoek et al. (2002). Esta ecuación queda dada por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad [52]$$

Dónde:

$$\frac{m_b}{m_i} = e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)}, \quad a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right), \quad s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \quad [53]$$

GSI : *Geological Strength Index*.

D : factor de perturbación (daño por tronadura, relajación de esfuerzos).

σ_c, m_i : factores de ajuste del criterio a ensayos de laboratorio en roca intacta.

Para estimar el módulo de deformación del macizo rocoso se utilizan las formulas propuestas por Serafim & Pereira (1983) y Hoek & Diederichs (2006):

$$E_{rm} = 10^{\frac{RMR_B - 10}{40}} \quad [54]$$

$$\frac{E_{rm}}{E_i} = 0.02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{60 + 15D - GSI}{11}}} \quad [55]$$

Dónde E_i es el módulo de deformación obtenido de ensayos de laboratorio de compresión uniaxial en roca intacta.

Los parámetros utilizados por las metodologías anteriores se presentan en la Tabla 8.3.

Tabla 8.3: Parámetros utilizados para evaluar la resistencia *peak* y módulo de deformación según metodologías convencionales. (Brzovic, 2000)

$E_i =$	55	GPa
$\sigma_c =$	132	MPa
$m_i =$	12.1	
$GSI =$	70-90	
$D =$	0	
$RMR_B =$	66-74	

La Figura 8.4 y Figura 8.5 presentan las envolventes de resistencia *peak* y módulos de deformación, respectivamente. En estas figuras se presentan distintos métodos para estimar la resistencia *peak* y módulo de deformación, incluyendo: sistemas de clasificación, SRM, y modelamiento numérico a escala mina. De la Figura 8.4 se observa que las envolventes estimadas con la técnica SRM son no lineales, con una mayor resistencia en las direcciones Y y Z. La resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso promedio para las tres direcciones de carga es de aproximadamente 9, 18 y 25 [MPa] para los microparámetros mínimos, promedios y máximos respectivamente. Es posible concluir que las envolventes de resistencia *peak* estimadas con la técnica de macizos rocoso sintéticos y los micro-parámetros de roca y vetillas indicados en las secciones 5.9 y 6.5, respectivamente, se asemeja bastante a la estimada con el criterio de Hoek & Brown con los parámetros indicados en la Tabla 8.3 y un GSI entre 70 a 80. La mayor discrepancia ocurre a bajos confinamiento, en donde, la técnica SRM estima resistencias menores a las del criterio de Hoek & Brown. Es interesante destacar que la envolvente de resistencia *peak* obtenida con la técnica de macizos rocosos sintéticos se localiza entre la envolvente de Hoek & Brown con $GSI=80$ y la envolvente estimada a partir de modelamiento numérico continuo elastoplástico a escala mina. De la Figura 8.5 se observa poca dependencia en el módulo de deformación con el confinamiento y una cierta evidencia de anisotropía. El módulo de deformación promedio para las tres direcciones de carga adopta valores iguales a 22 ± 3 [GPa], 26 ± 2 [GPa] y 29 ± 2 [GPa], para los microparámetros mínimos, promedios y máximos, respectivamente. El módulo de deformación del macizo rocoso estimado según la fórmula de Serafim & Pereira (1983) y Hoek & Diederichs (2006) varía entre; 25 a 40 [GPa] y 40 a 53 [GPa], respectivamente.

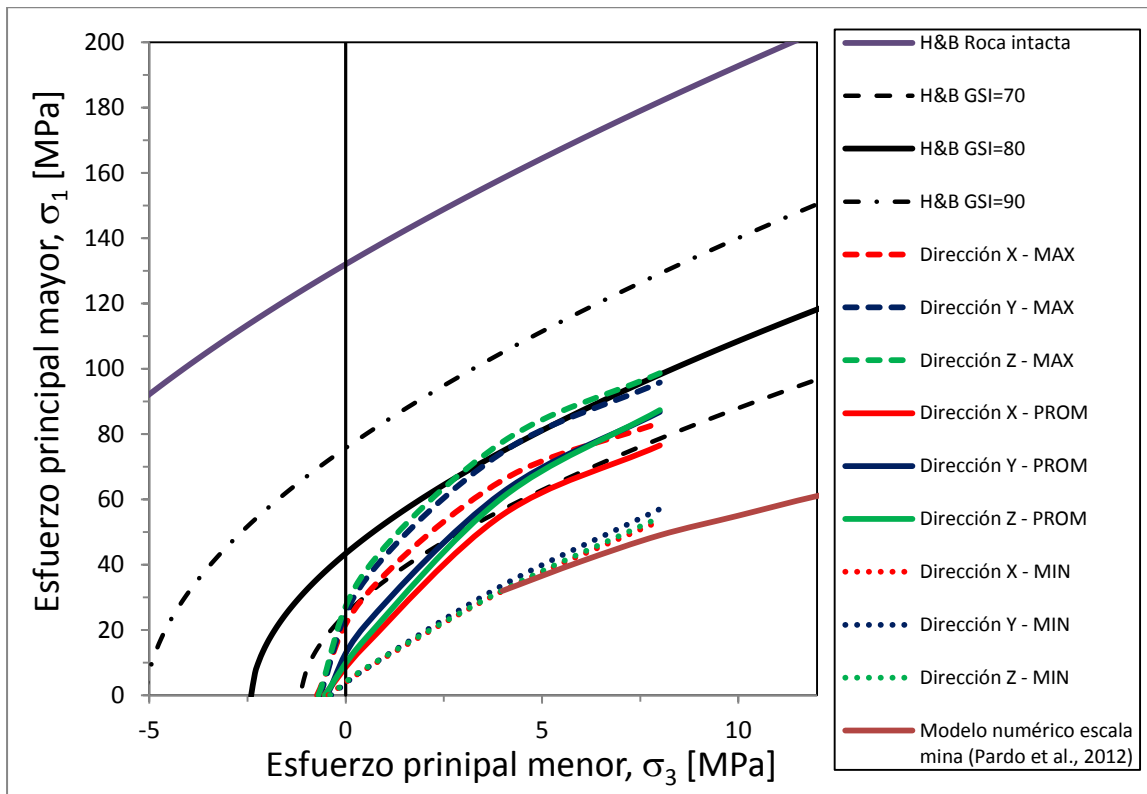


Figura 8.4: Comparación de las envolventes de resistencia *peak* estimadas a partir de distintos métodos.

La Figura 8.5 presenta el módulo de deformación en función del confinamiento.

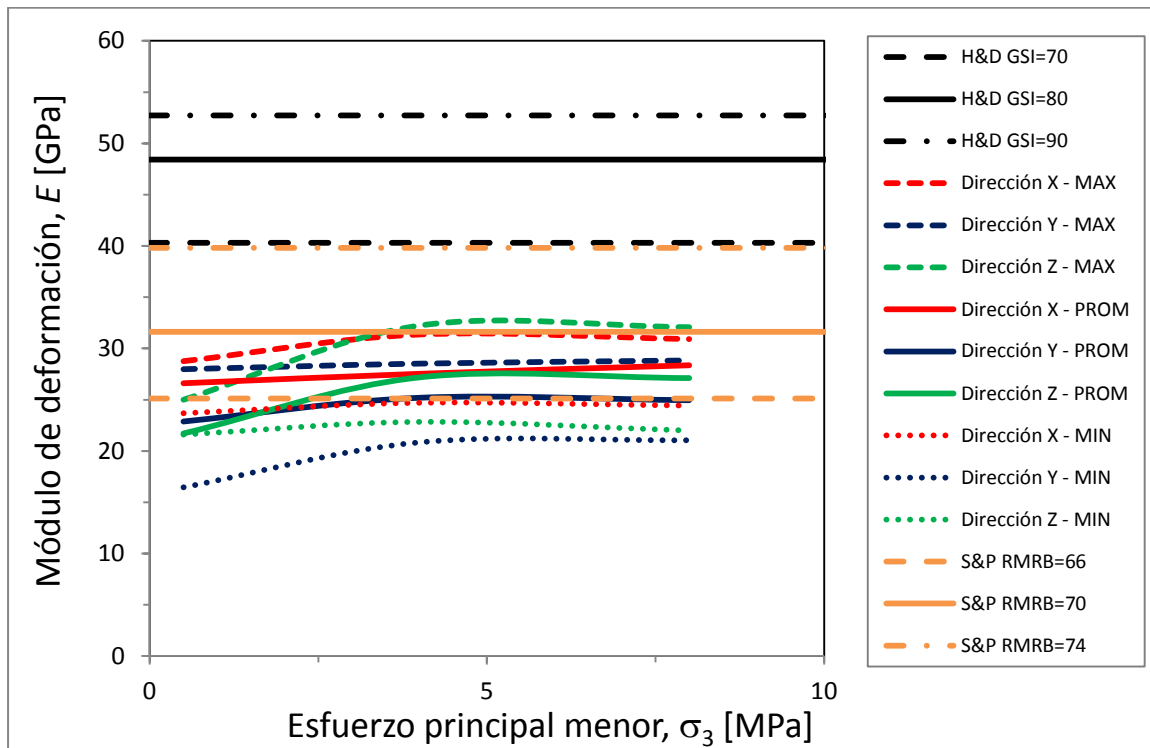


Figura 8.5: Módulo de deformación estimados con distintos métodos.

9. ENSAYOS DE FRAGMENTACIÓN

Este capítulo tiene por objetivo mostrar los resultados del análisis de fragmentación. Se busca comparar las curvas de fragmentación obtenidas con *SRMLab* para tres trayectorias de esfuerzos con curvas de fragmentación estimadas de observaciones en puntos de extracción de la mina El Teniente, las cuales abarcaron una altura de columna menor a 100 metros para el dominio geotécnico CMET HW sin hidrofracturamiento. Dentro de las opciones disponibles en el laboratorio virtual *SRMLab* se encuentra implementado el ensayo de desconfinamiento triaxial (ver sección 3.3.4) con el cual es posible imponer una trayectoria de esfuerzos específica.

Se reportan las trayectorias de esfuerzos que efectivamente siguió el ensayo, curvas esfuerzo-deformación, volumen del fragmento máximo en función de la deformación, distribución de tamaño de bloques para distintos estados de esfuerzos durante los ensayos (inicial=*in-situ*, *peak*, residual), porcentaje de daño en roca y vetillas, para tres trayectorias de esfuerzos y tres parámetros de vetillas. Para representar a la fragmentación *in-situ* se utiliza el estado en donde aún no existe daño por roca intacta ni por discontinuidades.

9.1. Geometría de la probeta y configuración de ensayos

Se utilizan probetas de roca de geometría cilíndrica con un ancho igual a 10 el tamaño del bloque promedio y una razón alto/ancho de 2.1. El tamaño de partícula se ha mantenido igual al utilizado en la calibración de la roca intacta, es decir 0.045 [m]. La Figura 9.1 ilustra la configuración geométrica de las muestras. El eje radial coincide con el eje z.

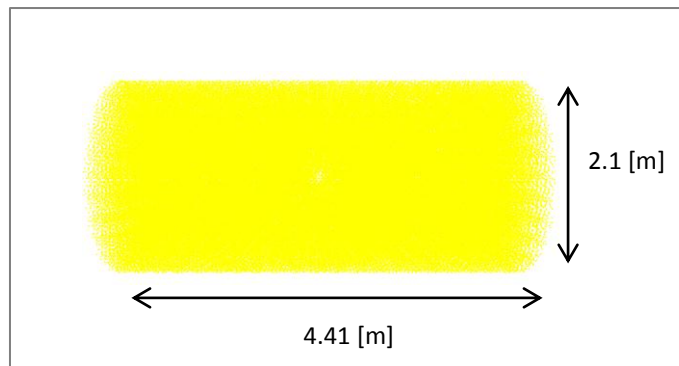


Figura 9.1: Tamaño de probeta para ensayos de desconfinamiento triaxial.

Adicionalmente, se considera la siguiente configuración para los ensayos.

- Se realizan ensayos de desconfinamiento triaxial (Dtriaxiales) para especificar las trayectorias de esfuerzos requeridas.
- Se utiliza un ángulo de fricción de 30° para la etapa de descarga de los ensayos (ver sección 3.3.4).

- Se incrementa el *force threshold* desde 10 a 50.
- Se utiliza el mismo “*seed number*” en todos los ensayos.
- Se utiliza un factor máximo de relajación de 0.75.
- La tasa de deformación se fija para todos los ensayos en $2e-6$.
- En las opciones de output se activa el análisis de fragmentación. Se fija el radio máximo de fragmentación al diámetro de la probeta, es decir, 2.1 [m].
- El parámetro *Save freq* se fija en 50.
- El parámetro *N.bins* se fija en 100.
- El parámetro *Min stress* se fija en 1.

9.2. Definición de trayectorias de esfuerzos

Se definen tres trayectorias de esfuerzos basándose en las determinadas por Brzovic (2009) a través de modelamiento numérico continuo durante la propagación del *caving* (Figura 9.2).

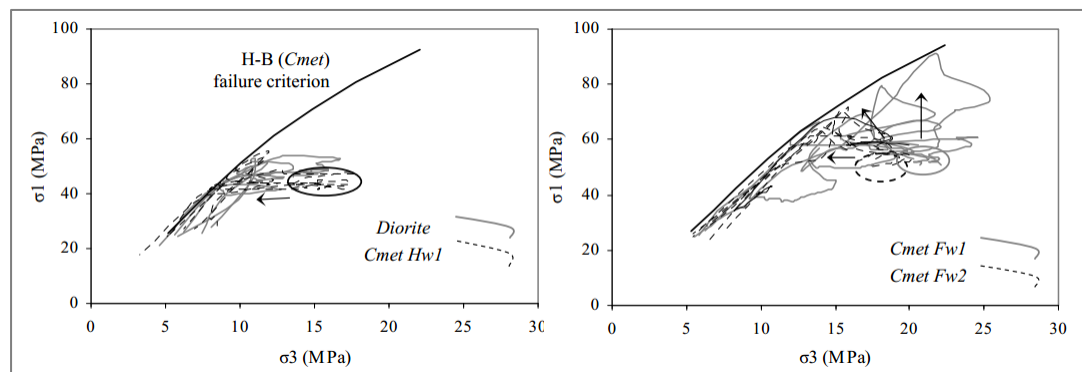


Figura 9.2: Tipos de trayectoria de esfuerzos para los distintos dominios geotécnicos durante la propagación del *caving*. (Brzovic, 2009)

Se utiliza una simplificación de las trayectorias de esfuerzos estimadas para los dominios CMET FW1 y FW2, desplazándolas al origen de esfuerzos del dominio CMET HW1. La Figura 9.3 presenta las tres trayectorias de esfuerzos a simular.

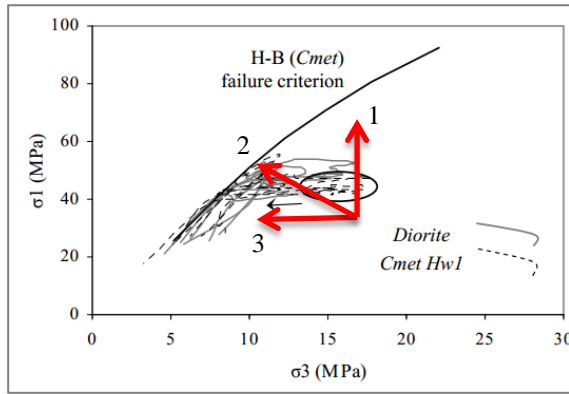


Figura 9.3: Trayectoria de esfuerzos a simular con un ensayo DTriaxial en SRMLab.

Los valores de esfuerzos iniciales y finales estimados se resumen en la Tabla 9.1.

Tabla 9.1: Trayectorias de esfuerzos para simulaciones de fragmentación.

Trayectoria	In-situ		Finales	
	σ_1 [MPa]	σ_3 [MPa]	σ_1 [MPa]	σ_3 [MPa]
1	40	17	200	17
2			140	1
3			40	1

9.3. Resultados

A continuación se presenta los resultados de los ensayos de fragmentación para las trayectorias de esfuerzos 1, 2 y 3.

9.3.1. Trayectoria de esfuerzo 1

Según lo mostrado en la Figura 9.5b es posible observar que la muestra siguió efectivamente la trayectoria de esfuerzos impuesta. Mientras mayores sean los parámetros de vetillas se obtiene un comportamiento más frágil (Figura 9.5a). La resistencia *peak* varía entre 100 y 138 [MPa]. El tamaño máximo de fragmento durante el ensayo (Figura 9.5c) indica la separación repentina en dos bloques principales por parte de la probeta, situación que se verá en mayor detalle al final de este capítulo.

Con respecto al estado de la fragmentación in-situ, es decir, antes de que se inicien los daños en la probeta, se tiene que es prácticamente un bloque sólido, esto es marcado por la línea vertical que presenta la curva (Figura 9.5d). En el estado *peak* (Figura 9.5e) no se observa un cambio muy significativo en el tamaño de los fragmentos, mientras que, en el estado residual

(Figura 9.5f) la curva granulométrica se equilibra privilegiando un poco más la creación de finos, pero aún se observa la franja vertical para volúmenes mayores.

La Figura 9.5 presenta el daño inducido en la roca intacta y vetillas para esta trayectoria de esfuerzos. Para el caso de los bloques de roca intacta (Figura 9.5a) se observa que el daño por corte y tracción son parecidos, siendo el de corte levemente mayor. Para el caso de las vetillas (Figura 9.5b) el modo de falla es principalmente por corte. Por último, al comparar el daño total en la roca intacta con las vetillas (Figura 9.5c), se observa un mayor daño en vetillas para parámetros mínimo y promedios, mientras que, para parámetros de vetillas máximos el daño es transferido a la roca intacta.

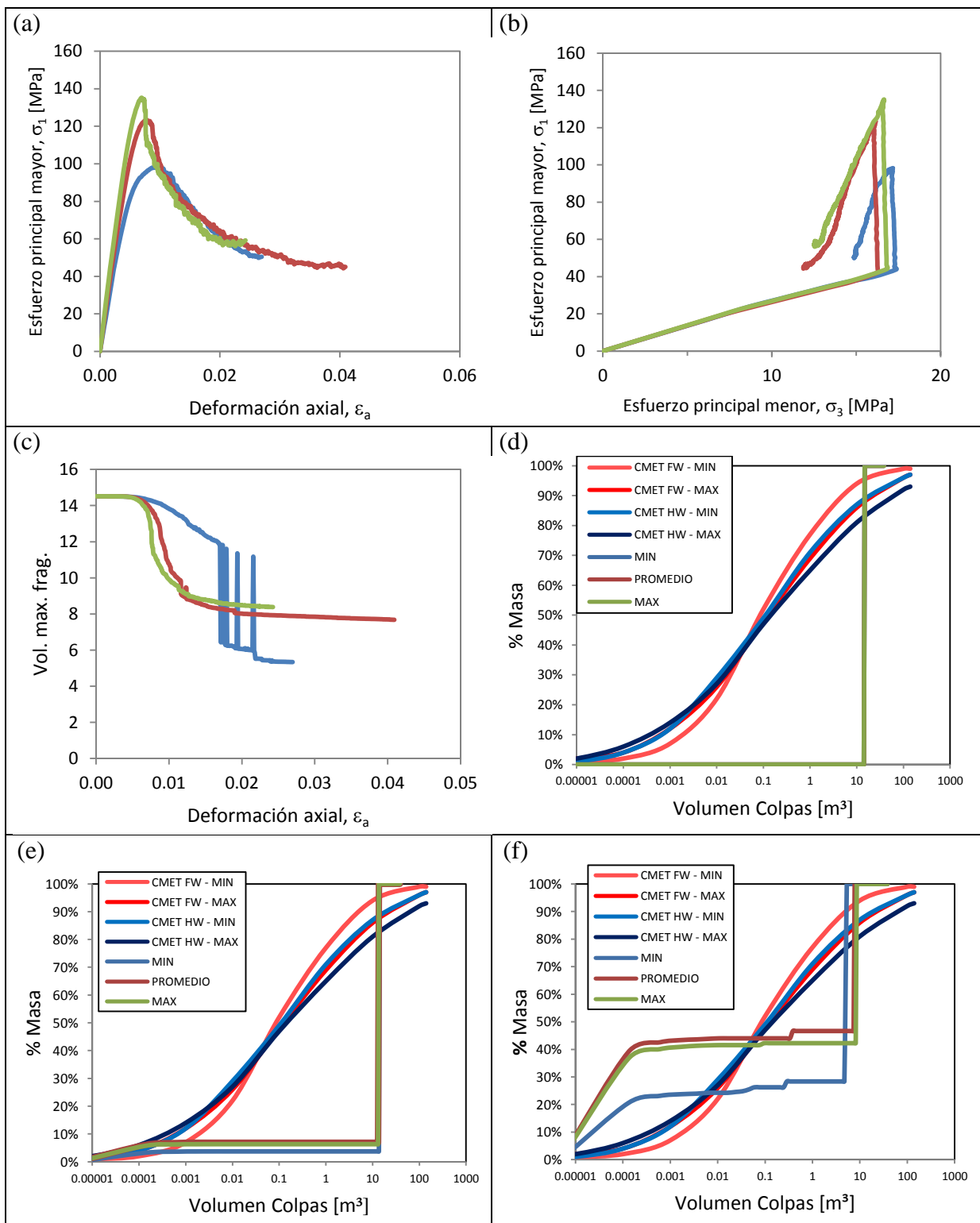


Figura 9.4: a) Curva esfuerzo-deformación, b) Trayectoria de esfuerzos, c) Volumen máximo de fragmentos, d) Granulometría in-situ, e) Granulometría estado de esfuerzos peak, f) Granulometría estado de esfuerzo residual. Trayectoria de esfuerzos 1.

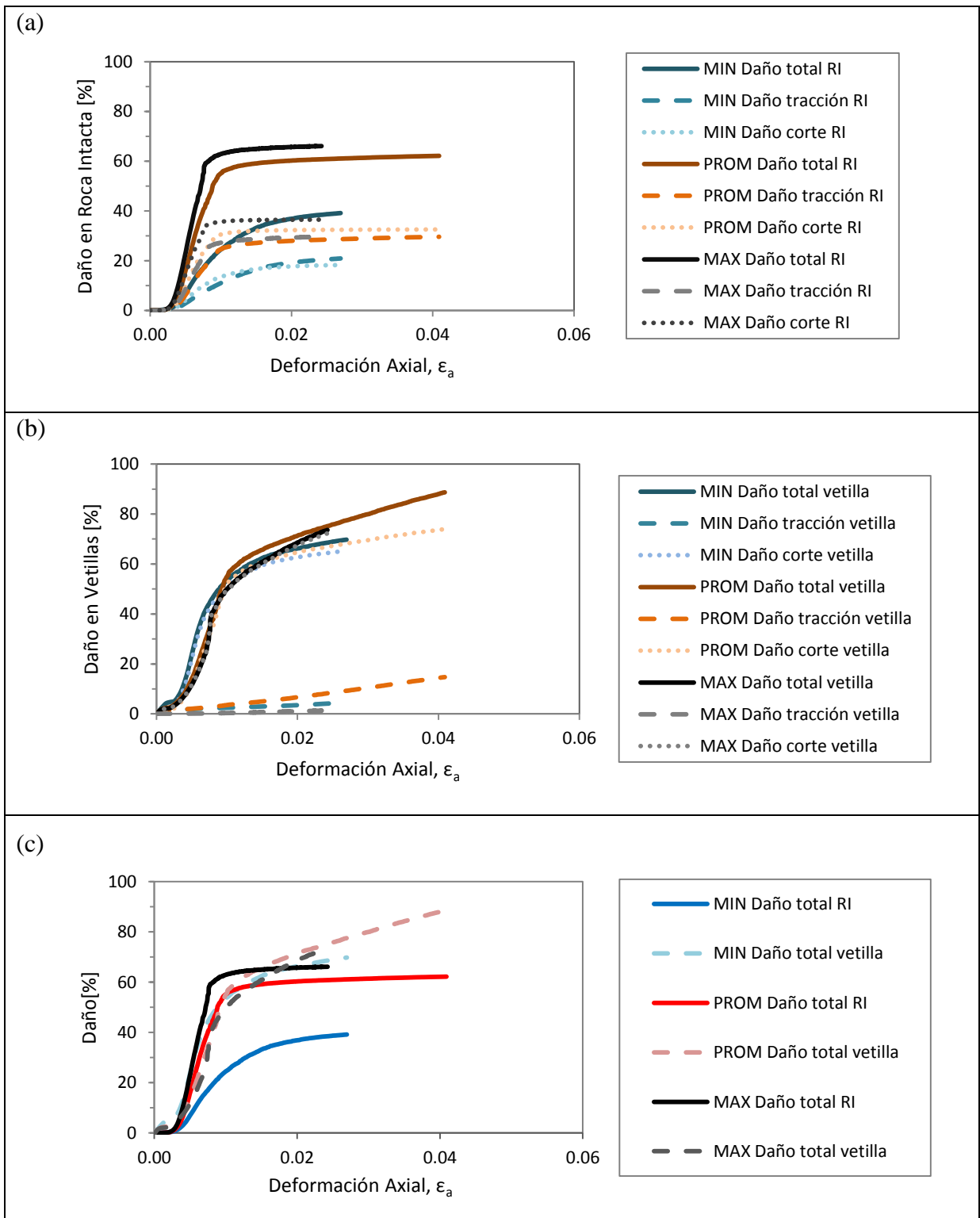


Figura 9.5: a) Porcentaje de daño en la roca intacta, b) Porcentaje de daño en vetillas y c) Comparación de daños totales. Trayectoria de esfuerzos 1.

9.3.2. Trayectoria de esfuerzo 2

Según lo mostrado en la Figura 9.6b es posible observar que la muestra siguió efectivamente la trayectoria de esfuerzos impuesta. Destaca el comportamiento de las curvas esfuerzo-deformación (Figura 9.6a) que presentan un comportamiento mucho más frágil que para la trayectoria de esfuerzo 1, a excepción de los parámetros de vetillas mínimos, donde se obtiene un comportamiento relativamente plástico. La resistencia *peak* varía entre 78 y 100 [MPa]. Lo anterior permite concluir que la trayectoria de esfuerzos afecta a la respuesta *peak* y *post-peak* de la probeta. El tamaño máximo de fragmento durante el ensayo (Figura 9.6c) indica la separación repentina en dos bloques principales por parte de la probeta, situación que se verá en mayor detalle al final de este capítulo.

Para esta trayectoria de esfuerzos, no se tienen muchos cambios significativos en la distribución granulométrica con respecto a la trayectoria de esfuerzo 1. La curva in-situ (Figura 9.6d) y *peak* (Figura 9.6e) son prácticamente iguales. Se observa la misma producción de finos y franja vertical mostrados en la curva residual (Figura 9.6f).

Se observa que el daño en roca intacta (Figura 9.7a) presenta un cambio significativo con respecto a la trayectoria de esfuerzo 1. En este caso se observa que en la roca intacta predomina el daño por tracción sobre el de corte. Esto permite concluir que la trayectoria de esfuerzos afecta al modo de falla de los contactos en roca intacta. Al igual que para la trayectoria 1, el modo de falla de las vetillas es principalmente por corte (Figura 9.7b) y se observa un mayor daño en vetillas para parámetros mínimo y promedios, mientras que, para parámetros de vetillas máximos el daño es transferido a la roca intacta (Figura 9.7c).

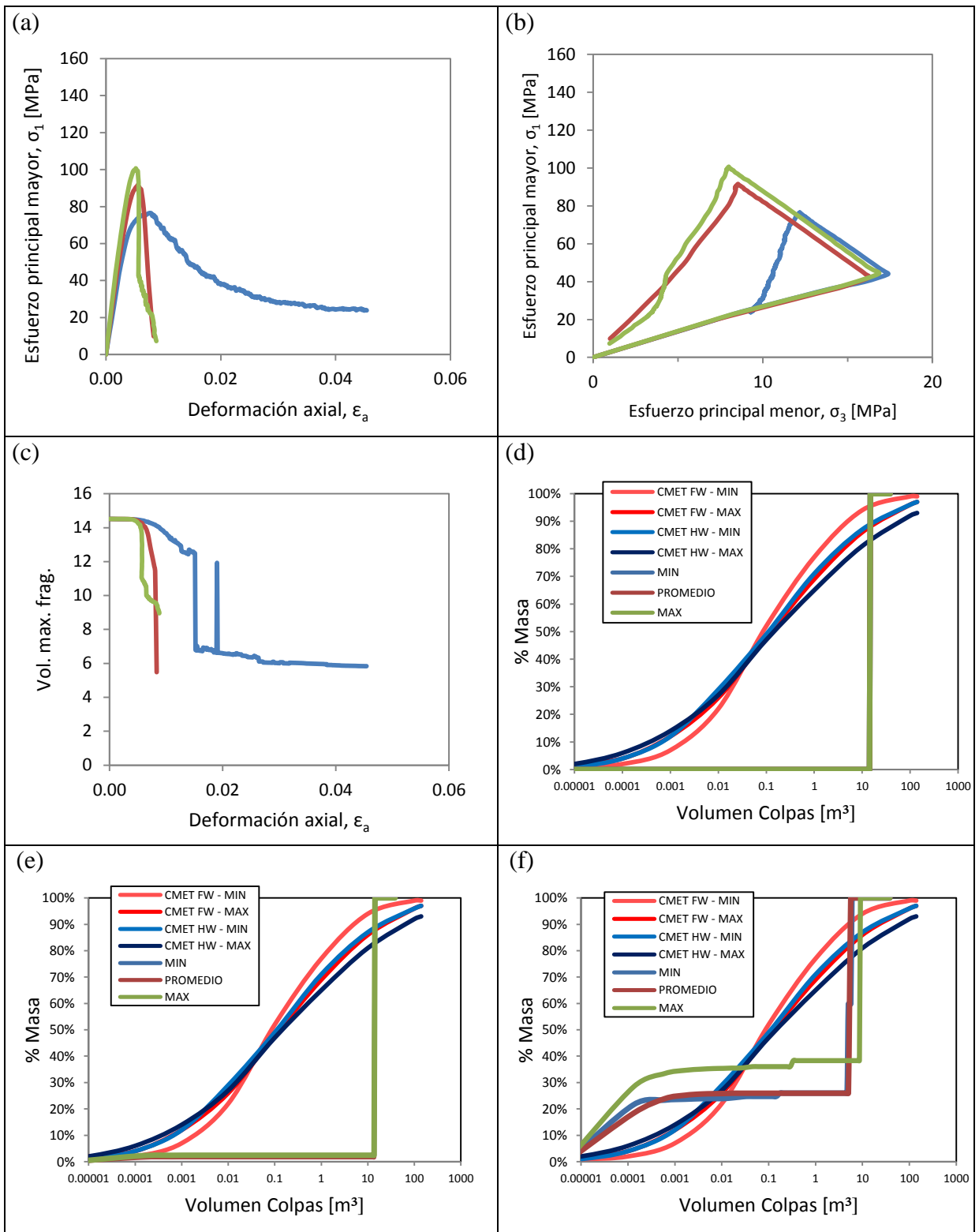


Figura 9.6: a) Curva esfuerzo-deformación, b) Trayectoria de esfuerzos, c) Volumen máximo de fragmentos, d) Granulometría in-situ, e) Granulometría estado de esfuerzos *peak*, f) Granulometría estado de esfuerzo residual. Trayectoria de esfuerzos 2.

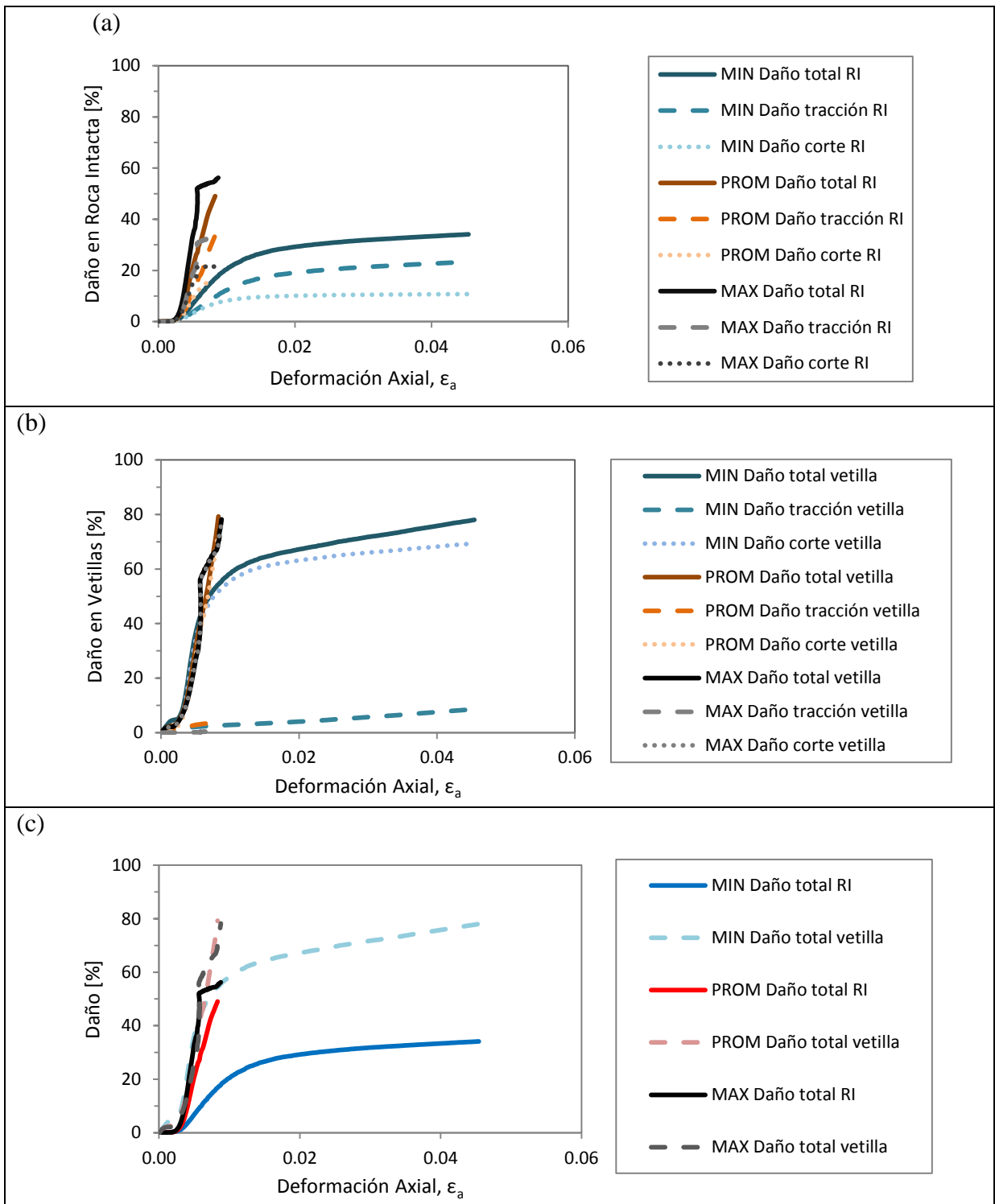


Figura 9.7: a) Porcentaje de daño en la roca intacta, b) Porcentaje de daño en vetillas y c) Comparación de daños totales. Trayectoria de esfuerzos 2.

9.3.3. Trayectoria de esfuerzo 3

Según lo mostrado en la Figura 9.8b es posible observar que la muestra no logro seguir la trayectoria de esfuerzos impuesta para los parámetros de vetillas mínimos y máximos. Se aprecia que el esfuerzo principal mayor aumenta y el menor se mantiene constante e igual a la trayectoria de esfuerzo 1. Al llegar al final de la trayectoria indicado en la Figura 9.8b el programa no fue capaz de continuar el ensayo. Esto se puede verificar al observa la baja deformación axial alcanzada por la probeta (Figura 9.8a) y el volumen máximo de fragmento (Figura 9.8c) el cual no aumenta a lo largo del ensayo, es decir, la muestra de roca no alcanzo la falla. Debido a esto, no fue posible registrar los estados de esfuerzos *peak* y residual.

Se incluyen los resultados obtenidos para curvas granulométricas y daño, pero estas se encuentran incompletas y no permiten realizar observaciones relevantes.

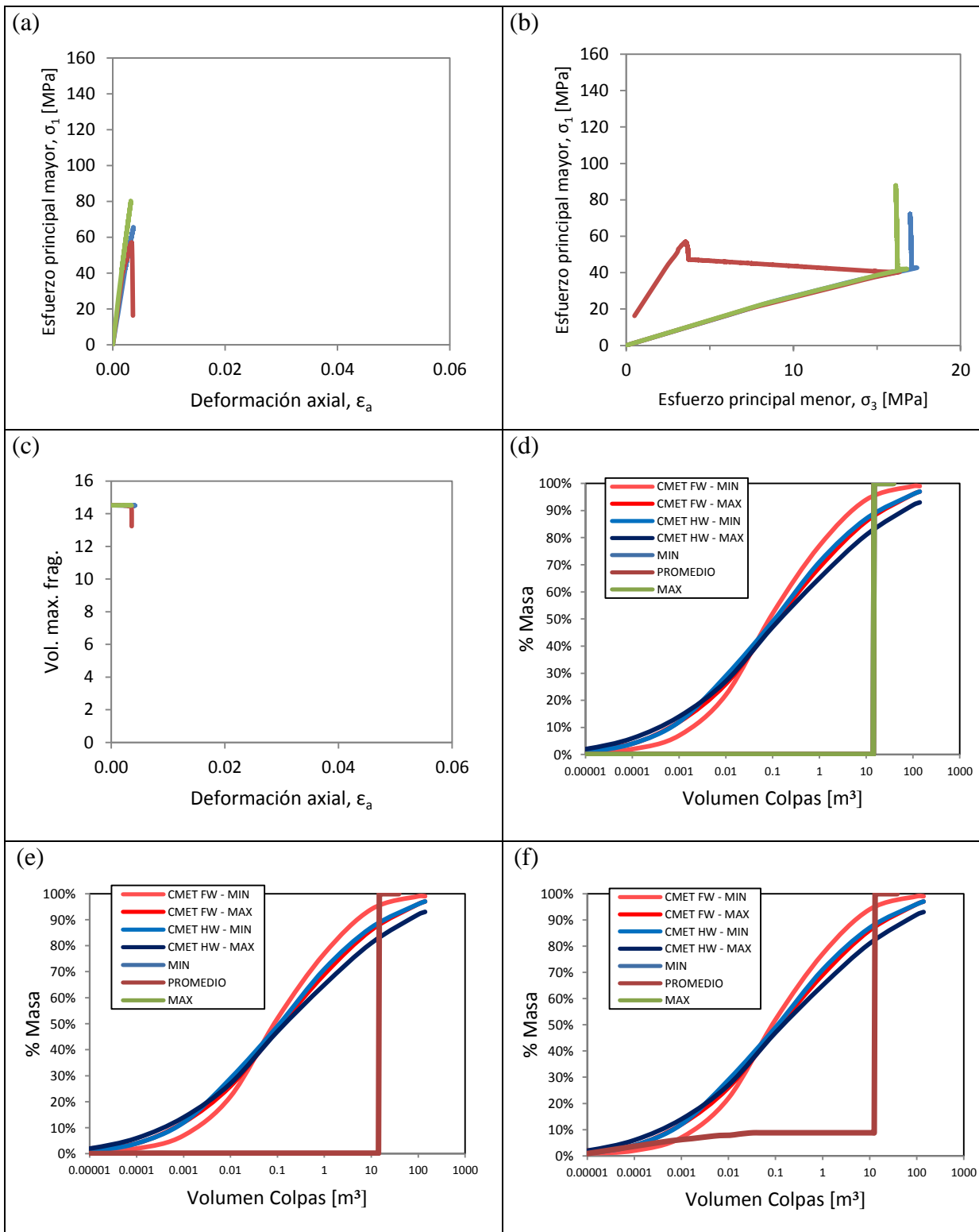


Figura 9.8: a) Curva esfuerzo-deformación, b) Trayectoria de esfuerzos, c) Volumen máximo de fragmentos, d) Granulometría in-situ, e) Granulometría estado de esfuerzos *peak*, f) Granulometría estado de esfuerzo residual. Trayectoria de esfuerzos 3.

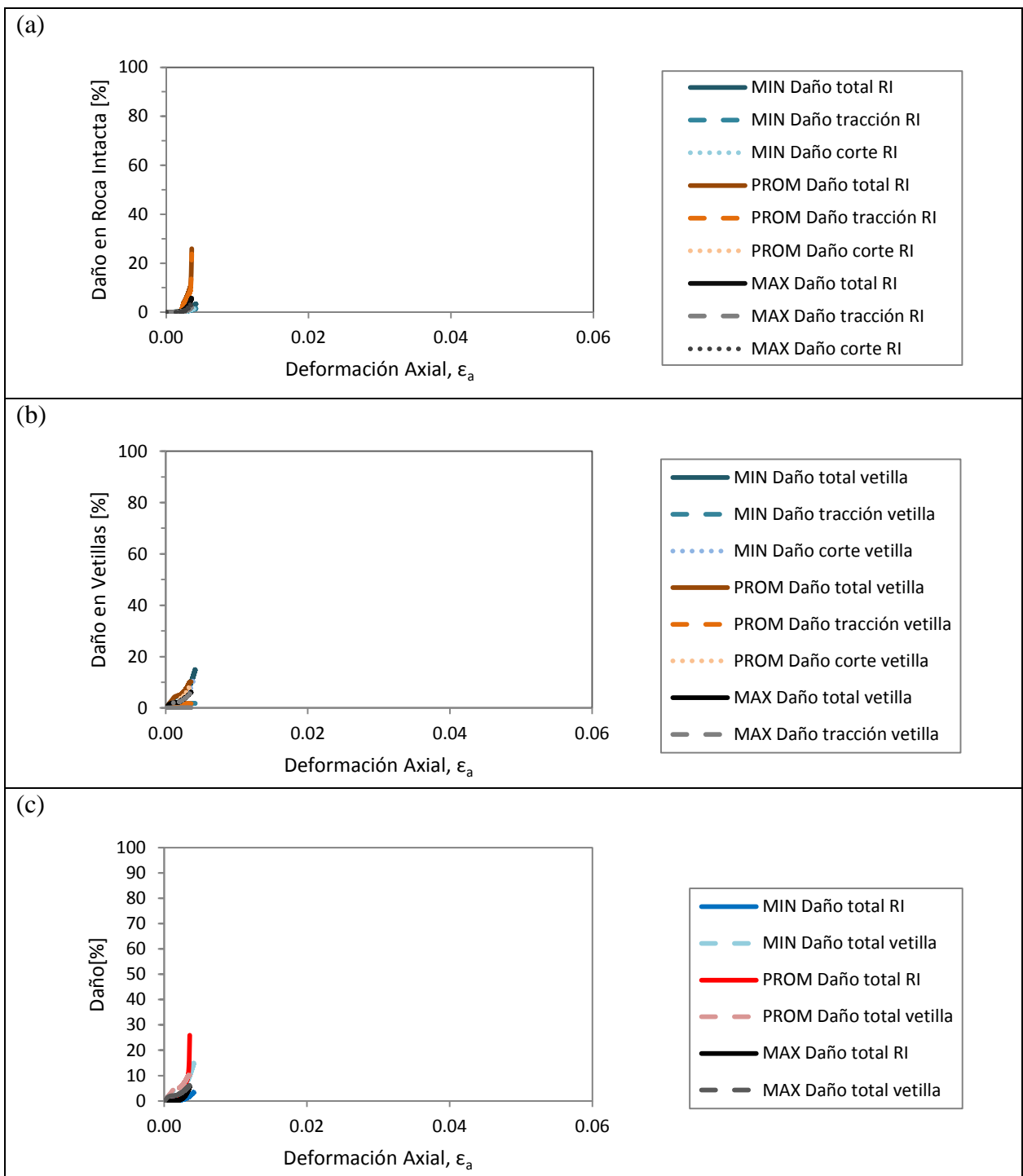


Figura 9.9: a) Porcentaje de daño en la roca intacta, b) Porcentaje de daño en vetillas y c) Comparación de daños totales. Trayectoria de esfuerzos 3.

9.4. Interpretación de los resultados

Como bien se observó para las trayectorias de esfuerzo 1 y 2, siempre se presentó una banda vertical en las distribuciones granulométricas. Conforme a esto se procedió a visualizar una probeta para estados intermedios (Figura 9.10). Se observa una banda diagonal de corte, la cual divide el bloque en dos fragmentos principales.

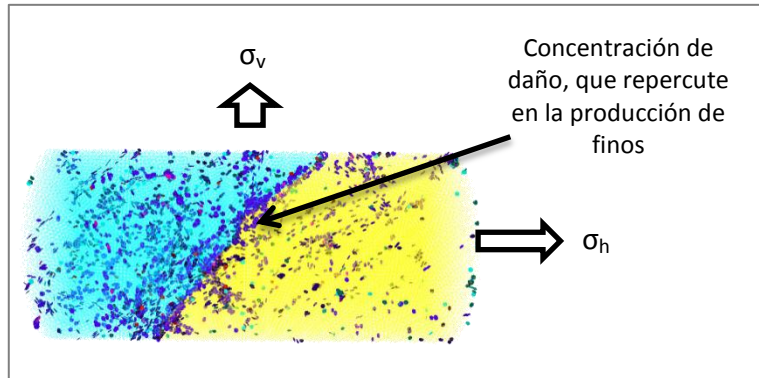


Figura 9.10: Visualización de un ensayo de desconfinamiento triaxial en un estado intermedio. Se aprecia una banda de corte donde se generan finos.

La generación de esta banda de corte se debe a las dimensiones de la probeta utilizada en las simulaciones en comparación con las vetillas que componen el DFN. La Figura 9.11 presenta el DFN intersectado con la probeta de 10 veces el tamaño de bloque promedio de roca. El DFN visualizado en azul presenta vetillas, representadas por discos, que superan el tamaño de la probeta mostrada en amarillo. Era de esperarse entonces que el modo de falla de la muestra de roca sintética sea a través de una discontinuidad que atraviesa completamente la probeta. Esto indica que el tamaño de probeta utilizado no es el adecuado ya que es inferior al máximo tamaño de discontinuidades impuesto por el DFN.

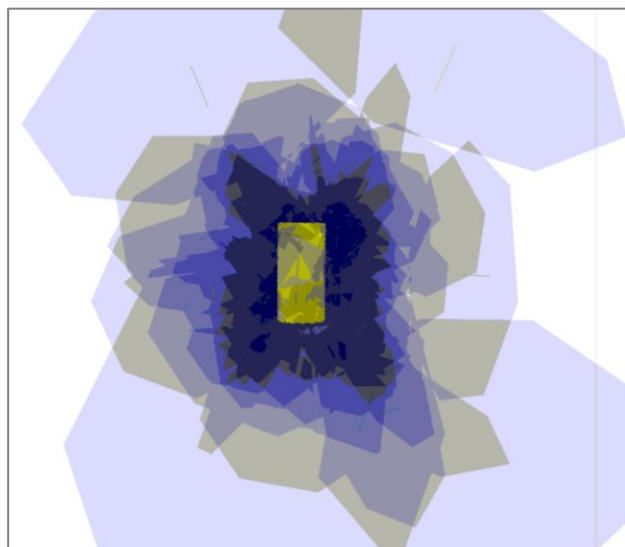


Figura 9.11: Probeta de 10 veces el tamaño promedio mostrada en color amarillo intersectada con el DFN mostrado en azul.

10.DISCUSIÓN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El trabajo expuesto en esta memoria puede ser considerado como el primer intento de aplicar la técnica de macizos rocosos sintéticos al *stockwork* presente en la mina El Teniente. De los resultados obtenidos para la unidad geotécnica CMET HW, es posible concluir que la técnica SRM es consistente con los fundamentos de la mecánica de rocas. La principal ventaja del método es que permite estimar el comportamiento y parámetros del macizo rocoso como resultado de los datos de entrada de una caracterización geotécnica estándar y no como el resultado de un *back-análisis* y/o clasificación del macizo.

Sin embargo, la técnica SRM y la metodología utilizada aún presentan limitaciones. Para el caso del modelo BPM, que representa a los bloques de roca intacta del macizo, no es posible reproducir el parámetro de Poisson manteniendo un comportamiento frágil de la roca.

El comportamiento de vetillas y los parámetros mecánicos que lo describen han sido identificados como uno de los inputs con mayor incerteza. Si bien los procedimientos empleados para realizar el escalamiento de roca intacta y vetillas son trazables y siguen una lógica ingenieril, estos deben ser refinados y validados con una mayor cantidad de resultados experimentales y evidencia empírica de la mina El Teniente. Adicionalmente, la dependencia de las rigideces normal y de corte con el esfuerzo normal al plano de la vetilla ha sido despreciada en las simulaciones. Esto podría ser incorporado en estudios futuros.

Los parámetros de roca intacta y vetillas han sido escalados al tamaño del bloque promedio, por lo tanto, el comportamiento de los bloques de roca y vetillas que tengan tamaños distintos al promedio no estarán bien estimados. En el futuro esto podría cambiar y el DFN podría ser dividido en un número de categorías según el largo de las discontinuidades. De esta manera sería posible reproducir de una mejor manera el efecto de escala observado en las discontinuidades al considerar macroparámetros escalados para cada categoría. Para los bloques de roca intacta sería necesario incorporar el efecto de escala que presenta mediante una relación empírica del tipo propuesta por (Yoshinaka et al., 2008). Esto ha sido parcialmente incorporado mediante el uso de “*Random Fields*” que inducen una zonificación espacial de resistencia dentro de la muestra (Mas Ivars, 2012).

La fricción residual de las vetillas se ha considerado con el mismo valor que el *peak*. Esto es un procedimiento usual utilizado en el modelamiento explícito de discontinuidades con poca cohesión. Sin embargo, el no considerar un ángulo de fricción residual menor al *peak* puede ser la causa de la respuesta dúctil observadas en los resultados de algunas de las simulaciones. Se recomienda investigar esto en el futuro. Adicionalmente, según los resultados de ensayos de corte directo realizados en el laboratorio SP en Suecia (Flanjsber, 2010; Jacobsson et al., 2011), algunos tipos de vetillas han mostrado un comportamiento frágil, en donde un incremento en el confinamiento no aumenta significativamente la resistencia *peak* ya que la fricción se comienza a

movilizar cuando la cohesión se ha destruido totalmente. Las vetillas en el presente trabajo han sido modeladas con un modelo constitutivo del tipo Coulomb estándar, en donde la componente de fricción juega un rol significativo en la resistencia *peak*. En consecuencia, para ensayos triaxiales a confinamientos mayores el daño en la roca intacta es similar e incluso mayor que el daño en vetillas. El comportamiento frágil de las vetillas puede ser simulado en *SMRLab* según lo indicado por Ramírez (2012) y utilizando un modelo del tipo *Cohesion Weakening and Frictional Strengthening* (CWFS), sugerido por Hajiabdolmajid et al. (2002, 2003).

El ángulo de dilatación de las vetillas se ha considerado igual a cero en todas las simulaciones. La razón de esto es que se asume que la mayoría de la dilatación en el macizo rocoso proviene de la rotación de bloques. Sin embargo, la respuesta del macizo rocoso se verá afectada por este valor, y probablemente presentara una respuesta más frágil. Se recomienda explorar este efecto en el futuro.

Utilizando los microparámetros de roca intacta y de vetillas estimados y calibrados para el tamaño de bloque promedio, se procedió a crear probetas con anchos igual a 5, 10 y 15 veces el tamaño del bloque promedio, y someterlas a ensayos de trayectoria de esfuerzo triaxial en compresión a un confinamiento de 0.5 [MPa], en tres direcciones ortogonales. Este análisis permitió determinar que el tamaño de la muestra a utilizar en las simulaciones de manera de tener tiempos de procesamiento aceptables y acercarse lo más posible al REV debe ser limitado a 10 veces el tamaño de bloque promedio. Sin embargo, la extrapolación de los resultados permite inferir que el REV se alcanza para tamaños mayores a 15 veces el bloque promedio. Adicionalmente, se debe considerar que el ancho de la probeta debe ser mayor a la persistencia máxima de las vetillas incluida en el DFN. Por el momento no es posible realizar las simulaciones en probetas lo suficientemente grandes para alcanzar el REV de la unidad CMET HW. El tamaño seleccionado para realizar las simulaciones se basa fundamentalmente en los tiempos de procesamiento disponibles para realizar el trabajo. La implicancia es que los resultados de las simulaciones son válidos para la escala seleccionada y no pueden ser extrapolados con ningún grado de certeza a escalas mayores. Se recomienda realizar simulaciones en muestras de mayor escala. Esta tarea será más rápida cuando *SRMLab* emigre a PFC3D 5.0 (Itasca, 2013) que permitirá el aprovechamiento del *multithreading* y la realización de varias tareas en paralelo

El comportamiento observado en las simulaciones de ensayos de tracción directa y triaxiales en las muestras sintéticas es una consecuencia de la interacción entre la geometría y las propiedades mecánicas de las vetillas del DFN y las propiedades mecánicas de roca intacta. A partir de estos ensayos se estimaron envolventes de falla y parámetros del macizo rocoso los cuales fueron consistentes con metodologías convencionales basadas en sistemas de clasificación y con otras técnicas de modelamiento numérico (Modelo Numérico Continuo a Escala Mina). Sin embargo, se observó que el comportamiento *post-peak* tiende a ser más frágil a medida que el confinamiento aumenta. Esto es una tendencia opuesta a la esperada, que debe ser estudiado con

mayor detalle en el futuro. Adicionalmente, las envolventes de falla se obtuvieron con un DFN centrado en la coordenada (0,0,0). Por lo tanto, se considera pertinente analizar la variabilidad de los resultados obtenidos con el DFN centrado en otras coordenadas. La variabilidad espacial del DFN tendrá también un efecto en el comportamiento *post-peak*, por lo que se recomienda simular 6 a 10 muestras con centros en diferentes lugares del DFN.

Los ensayos de fragmentación presentaron resultados poco realísticos ya que estos privilegiaron una gran cantidad de finos y un cambio muy brusco en la distribución granulométrica, con la formación de dos bloques principales de gran tamaño. Sin embargo, se tienen identificados en gran parte los factores y variables que hicieron que esta aproximación fuera desfavorable, estos se pueden resumir en:

- Al utilizar muestras con un tamaño inferior al REV y a la persistencia máxima de las vetillas puede haber influido en que la roca se haya fragmentado en bloques de tamaños medios. Esto se debe fundamentalmente a que una vetilla principal del DFN atraviesa la muestra, generando una banda de corte, lo que repercutió en la degradación del macizo alrededor de ella, comportamiento explicitado en la sección 9.4.
- La utilización de un ensayo muy simplificado para reproducir el fenómeno de hundimiento. Este ensayo debería ser realizado en muestras con forma de paralelepípedos, permitiendo que cada uno de los cuatro lados de la muestra sea sometido a una trayectoria de esfuerzo distinta durante el ensayo. Esto permitiría generar un *air gap* que influya en la redistribución de esfuerzos y en los resultados de la fragmentación.

En general, con respecto a la técnica de macizos rocosos sintéticos es posible concluir que:

- La creación totalmente aleatoria de contactos con distinta rigidez y dureza dentro de la muestra influye en el comportamiento de la roca. Se sabe que el comportamiento de la roca varían en zonas bien delineadas dentro de un espacio geométrico reducido, al menos que sea cruzado por una discontinuidad. Esto ha sido estudiado en parte durante el proyecto mediante el uso de “*Random Fields*”, lo que ha mostrado un mejoramiento en los resultados preliminares de fragmentación (Mas Ivars, 2012).
- Realizar pocos ensayos limita estudiar la variabilidad de los mismos. Variar el *seed number*, utilizar distintas realizaciones del DFN, cambiar orientaciones y mover el origen de intersección con el DFN, permitiría llevar estudios más detallados de manera de identificar las variables más influyentes en el comportamiento del macizo. Esta tarea se encuentra limitada principalmente por los largos tiempos de simulación de la técnica, especialmente en muestras con gran número de partículas.
- Se requiere de la validaciones adicionales de la técnica en ambientes de condiciones controladas, tales como ensayos a escala de laboratorio (Ramírez, 2012; Suzuki, 2013). Este tipo de simulaciones son necesarias, para lograr un entendimiento y correcta

calibración de los parámetros que controlan el comportamiento de la muestra sintética. La implementación de algoritmos de optimización podrían colaborar a hacer más eficiente la calibración de los microparámetros.

Dentro de las futuras aplicaciones de la técnica es posible distinguir:

- Se podrían estimar los parámetros que describen el comportamiento del macizo rocoso para distintas litologías y direcciones, y bajo trayectorias de esfuerzos de triaxial verdadero, es decir, que incorporan el efecto del esfuerzo principal intermedio. Estos parámetros corresponden a los datos de entrada para los modelos numéricos a escala mina que se utilizan actualmente por los grupos de Geomecánica/Diseño Minero.
- Los parámetros del macizo rocoso que se obtienen de esta técnica permiten diferenciar el efecto de escala en la roca. Esto permite realizar análisis de estabilidad más específicos que incorporen las distintas escalas del problema: galería, pilar, propagación de *caving*, y secuencia minera.
- Mediante la aplicación de la técnica sería posible evaluar cuantitativamente el efecto del Fracturamiento Hidráulico, e incluso el efecto del debilitamiento dinámico con explosivos (DDE), si se logra transformar el daño en datos de entrada que controlan al DFN, tales como; la frecuencia de fractura por metro cúbico, o la superficie de fracturas por metro cúbico.

Este estudio, ha permitido dar los primeros pasos en la aplicación de la técnica de macizos rocosos sintéticos a un *stockwork* tipo de la Mina El Teniente, y tratar de comprender de una mejor manera los procesos de ruptura y fragmentación durante la propagación del *caving*. Es importante realizar esfuerzos adicionales a través de ensayos a escala de laboratorio, evidencia en terreno y un mayor número de simulaciones. Considerando todas las complejidades que esto involucra, los resultados son prometedores. Por último, cabe destacar que a pesar de que no se obtuvieron los resultados esperados para las simulaciones de fragmentación, fue posible identificar las variables más influyentes en los ensayos virtuales y plantear una metodología estandarizada para el uso de la técnica. Esto establece las bases de futuras investigaciones en el comportamiento del macizo rocoso mediante la utilización de la técnica macizos rocosos sintéticos.

11.REFERENCIAS

1. BANDIS, S. 1993. Engineering Properties and Characterization of Rock Discontinuities. Comprehensive Rock Engineering vol. 1. pp. 155-184.
2. BANDIS, S., LUMSDEN, A. and BARTON, N. 1983. Fundamentals of Rock Joint Deformation. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics. 20(6): 249 - 268.
3. BARTON, N. 2002. Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics 39:185-216.
4. BARTON, N. and BANDIS, S. 1983. Effects of block size on the shear behavior of jointed rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics. Abstracts, 6, 20(3), A69.
5. BARTON, N. and CHOUBEY, V. 1978. Shear strength of rock joints in theory and practice. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 6, 15(3), 51.
6. BIENIAWSKI, Z. 1989. Engineering Rock Mass Classification: a complete manual for engineers and geologist in mining, civil and petroleum engineering. Wiley, New York.
7. BIENIAWSKI, Z. 1979. The geomechanics classification in rock engineering applications. Proc. 4th Int. Congress on Rock Mechanics, Montreux 2: 41-48.
8. BIZAMA, C. 2011. Metodología para la validación y calibración de la propagación del hundimiento en altura, para método de panel caving en roca primaria, mina El Teniente, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil de Minas. Santiago, Universidad de Santiago, Facultad de Ingeniería.
9. BLONDEL, J. y SOFFIA, J. 1990. Consideraciones geológicas aplicadas a fragmentación primaria. Geotecnia área Ten-5. Informe interno mina El Teniente GL-062/90.
10. BOARD, M. and PIERCE, M. 2009. A Review of Recent Experience in Modeling of Caving. Int. Workshop on Numerical Modelling for Underground Mine Excavation Design (NIOSH), 43rd US Rock Mechanics Symposium.
11. BORQUEZ, V. 1981. Sequence of the analysis of a block caving method. Design and Operation of Caving and Sublevel Stopping Mines. Society of Mining Engineers, New York. pp 283-97.
12. BRADY, B. and BROWN, E. 2004. Rock Mechanics for Underground Mining, Third Edition. pp. 8.
13. BRZOVIC, A. 2009. Rock mass strength and seismicity during caving propagation at the El Teniente Mine, Chile. In C.A Tan (ed), 7th Int. Symp. Rockbursts and Seismicity in Mines (RaSiM7). Dalian, China, Rinton Press, New York 2: 838-852.
14. BRZOVIC, A. 2010. Characterization of primary copper ore for block caving at the El Teniente mine, Chile. PhD Thesis. Curtin University of Technology.
15. BRZOVIC, A. and HERRERA, S. 2011. Assessing geological vein size and intensity using discrete fracture network modeling at the El Teniente Mine, Chile. 45th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium in San Francisco.

16. BRZOVIC, A. and VILLAESCUSA, E. 2007. Rock mass characterization and assessment of block-forming geological discontinuities during caving of primary copper ore at the El Teniente mine, Chile. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics*, 6, 44(4): 565-583.
17. BRZOVIC, A. *Geología y Geotecnia Quinquenio Mina Teniente Sub-6 Proyecto Reservas Norte*, GL-188/00.
18. CANNELL, J., COOKE, D., WALSH, J. and STEIN, H. 2005. Geology, mineralization, alteration, and structural evolution of the El Teniente porphyry Cu-Mo deposit. *Economic Geology* 100: 979-1003.
19. CAVIERES, P. 1999. Evolución de los métodos de explotación, El Teniente. Programa de especialización en innovación tecnológica geomecánica y geotecnia aplicada a la minería, CODELCO, Chile.
20. CHO N., MARTIN M., and SEGO, D. 2007. A clumped particle model for rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics*. 44: 997–1010.
21. CUADRA, P. 1986. Geocronología K-Ar del Yacimiento El Teniente y áreas adyacentes. *Revista Geológica de Chile*, N°27, pp. 3-26.
22. CUNDALL, P. and STRACK, O. 1979. A Discrete Numerical Model for Granular Assemblies. *Géotechnique* 29: 47-65
23. CUNDALL, P., PIERCE, M., and MAS IVARS, D. 2008. Quantifying the Size Effect of Rock Mass Strength. *Southern Hemisphere International Rock Mechanics Symposium 2*.
24. DARCEL, C. and BOUZERAN, L. 2011. Jointed rock mass sensitivity to DFN properties-Intensive SRM study and comparison to classical use of GSI indexes, internal report 11R-039. Itasca Consultants S.A.S. France.
25. DE LOS SANTOS, C. 2011. Efecto de la mineralogía, alteración y geometría en la resistencia mecánica de las vetillas, mina El Teniente. Memoria para optar al título de geólogo, Universidad de Concepción.
26. DEERE, D., HENDRON, A. PATTON, F. and CORDING, E. 1967. Design of surface and near surface constructions in rock. *Proc. 8th U.S. Symp. Rock Mechanics*, ed. Fairhurst, publ. AIME, New York: 237-302.
27. DUPLANCIC, P. and BRADY, B. 1999. Characterization of caving mechanisms by analysis of seismicity and rock stress. *Proceedings 9th International Congress on Rock Mechanics*, Paris.2: 1049-1053.
28. EADIE, B. 2003. A Framework for modeling fragmentation in block caving. PhD Thesis. University of Queensland. Australia
29. ELMO, D. 2011. *FracMan Fractured Rock Analysis & Modelling for Geotechnical Applications*. In.
30. ESMAIELI, K., HADJIGEORGIOU, J. and GRENON, M. 2010. Estimating geometrical and mechanical REV based on synthetic rock mass models at Brunswick Mine, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 47: 915-926.
31. ESTERHUIZEN, G. 1999. A program to predict block cave fragmentation.

32. FLANSBJER, M. 2010. Direct shear and tensile tests of unbroken rock joints. SP laboratory report reference PX00650. Building Technology and Mechanics. SP Technical Research Institute of Sweden, Borås, Sweden.
33. GARRIDO, I., RIVEROS, M., CLADOUHOS, T., ESPÍNEIRA, D. y ALLMENDINGER, R. 1994. Modelo geológico-estructural, Yacimiento El Teniente. Actas del VIII Congreso Geológico Chileno 2: 1553-1558.
34. GERENCIA DE RECURSOS MINEROS Y DESARROLLO. 2013. Plan de Negocio Divisional 2013 (PND), División El Teniente, CODELCO, Chile.
35. HAJIABDOLMAJID, V., KAISER, P.K. and MARTIN, C.D. 2002. Modelling brittle failure of rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics* 39: 731–741.
36. HAJIABDOLMAJID, V., KAISER, P.K. and MARTIN, C.D. 2003. Mobilized strength components in brittle failure of rock. *Géotechnique*, 53(3): 327–336.
37. HARRIES, N. 2001. Rock mass characterization for cave mine engineering. PhD thesis. University of Queensland, Brisbane, Australia.
38. HAZZARD, J. 2012. SRMLab User Guide Version 1.0, Itasca Consultant Group.
39. HOEK, E. 1994. Strength of rock and rock masses. *ISRM News Journal*, 2(2): 4-16.
40. HOEK, E. and BROWN, E.T. 1997. Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics* 34(8): 1165-1186.
41. HOEK, E. and DIEDERICHS, M.S. 2006. Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics* 43: 203-215.
42. HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C.T. and CORKUM, B. 2002. Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. *Proceedings of the fifth North American rock mechanics symposium*. pp. 267-273.
43. HUDSON, J. and HARRISON, J. 1997. *Engineering Rock Mechanics: An Introduction to the Principles*. Pergamon
44. ITASCA CONSULTING GROUP INC. 2008. PFC3D – Particle flow code in 3 dimensions, Version 4.0. Minneapolis.
45. ITASCA CONSULTING GROUP INC. 2011. Synthetic Rock Mass testing with PFC3D. Handbook and Workshop.
46. ITASCA CONSULTING GROUP INC. 2012. Appendix C – Vein Calibration 2012b, Internal Report.
47. ITASCA CONSULTING GROUP INC. 2013. PFC3D – Particle flow code in 3 dimensions, Version 5.0. Minneapolis – under preparation.
48. JACOBSSON, L., FLANSBJER, M., BRZOVIC, A. and DE LOS SANTOS, C. 2011. Direct Shear and Tensile Test son Cemented Healed Joints from El Teniente Mine, Chile. *ISRM congress 2011*.

49. JOHNSTON, J. and MCCAFFREY, K. 1996. Fractal geometries of vein systems and the variation of scaling relationships with mechanism. *Journal of Structural Geology* 18: 349-358.
50. KARZULOVIC, A. 2001. Propiedades geomecánicas de estructuras de roca primaria.
51. LAUBSCHER, D.H. and JAKUBEC, J. 2001. The MRMR rock mass classification for jointed rock masses. *Underground mining methods: Engineering fundamentals and International Case Histories*. Littleton, Colorado. WA Hustrulid and RL Bullock. pp. 455-463.
52. MAKSAEV, V., MUNIZAGA, F. and MCWILLIAMS, M. 2004. New chronology for the El Teniente, Chilean Andes, from U-Pb, $^{40}\text{Ar}/^{39}\text{Ar}$, Re-Os, and fission-track dating: implications for the evolution of a supergiant porphyry Cu-Mo deposit. *Society of Economic Geologists, Special Publication 11*: 15-54.
53. MAS IVARS, D. 2010. Bonded particle model for jointed rock mass. PhD. Thesis. Engineering Geology and Geophysics Research Group. Royal Institute of Technology (KTH). Stockholm, Sweden.
54. MAS IVARS, D. and BOUZERAN, L. 2012. Intact rock calibration. Synthetic Rock Mass (SRM) Fragmentation Analysis – El Teniente. Itasca Consultants S.A.S., France.
55. MAS IVARS, D. and BOUZERAN, L. 2012. Vein calibration. Synthetic Rock Mass (SRM) Fragmentation Analysis – El Teniente. Itasca Consultants S.A.S., France.
56. MAS IVARS, D., DEISMAN, N., PIERCE, M. and FAIRHURST, C. 2007. The synthetic rock mass approach – a step forward in the characterization of jointed rock masses. In: *Proceedings 11th Congress International Society of Rock Mechanics*, Lisbon, London.
57. MAS IVARS, D., POTYONDY, D.O., PIERCE, M. and CUNDALL, P. 2008. The smooth-joint contact model. In: *Proc 8th World Cong Comp Mech / 5th Eur Cong Comp Meth Appl Sci & Eng*, Venice, paper a2735.
58. MERINO, L. 1986. Predicting the size distribution of ore fragments in block caving mines. Tesis de Magíster. Inglaterra, Imperial College.
59. MONTECINO, N. 2011. Modelo de mezcla de fragmentación secundaria en minería block/panel caving, Memoria para optar al título de Ingeniero civil de minas. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
60. MOSTYN, G. and DOUGLAS, K. 2000. The shear strength of intact rock and rock masses. *GeoEng 2000: An international Conference on Geotechnical and Geological Engineering*. Melbourne, Australia. 1:1398-1421.
61. PARDO, C., VILLAECUSA, E., BECK, D. and BRZOVIC, A. 2012. Back Analysis of intensive rock mass damage at the El Teniente Mine. CRC-Mining Conference, Brisbane, Queensland University.
62. PEREIRA J. 1997. Metodología de predicción granulométrica. Superintendencia Geología, División El Teniente, CODELCO Chile.
63. PIERCE, M., MAS IVARS, D., CUNDALL, P. and POTYONDY, D. 2007. A synthetic rock mass model for jointed rock. In: *Proceedings 1st Canadian-US Rock Mechanics Symposium*, Vancouver 1: 341-34.

64. POTYONDY, D and CUNDALL, P. 2004. A bonded-particle model for rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science* 41: 1329-1364.
65. POTYONDY, D. 2011. Parallel-bond refinements to match macroproperties of hard rock. *Proceedings, 2nd International FLAC/DEM Symposium*: 459-465.
66. QUEZADA, O. 2011. Antecedentes geológicos y geotécnicos del área a incorporar el año 2012. Informe interno Mina El Teniente. SGL-I-072-2011.
67. RAMÍREZ, F. 2012. Simulación del comportamiento geomecánico de las vetillas del Yacimiento El Teniente mediante PFC3D. Memoria para optar al título de geólogo, Santiago, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
68. ROCHA, M. 1974. Present possibilities of studying foundations of concrete dams. *Advances in rock mechanics*. National Academy of Sciences, Washington, D.C.
69. ROCSCIENCE INC. 2004. RocData. Strength analysis of rock and soil masses using the Generalized Hoek-Brown, Mohr-Coulomb, Barton-Bandis and Power Curve failure criteria. <<http://www.rocscience.com/products/4/feature/172>> [Consulta: 11 de junio 2013]
70. ROJAS, E., MOLINA, R. and CAVIERES, P. 2001. Preundercut caving in El Teniente Mine, Chile, *Underground Mining Methods: Engineering Fundamentals and International Case Histories*, W.A. Hustrulid and R.L. Bullock. Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Littleton, Colorado: 417-423.
71. SAAVEDRA, L. 2007. Diseño óptimo de experimentos para estimar el campo de esfuerzos en el macizo rocoso en torno al frente de avance de una cavidad minera, Memoria para optar al Título de ingeniero civil matemático, Santiago, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
72. SAINSBURY, B., PIERCE, M. and MAS IVARS, D. 2008. Analysis of caving behavior using a synthetic rock mass ubiquitous joint rock mass modeling technique. In *Proceedings of SHIRMS 2008*. Perth Australia, International Society for Rock Mechanics (ISRM): 343-252.
73. SCHULTZ, R.A. 1996. Relative scale and the strength and deformability of rock masses. *Journal of Structural Geology*, 18(9): 1139-1149.
74. SERAFIM, J.L. and PEREIRA, J.P. 1983. Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski. *Proc. Int. Symp. Engineering Geology and Underground Construction (Lisbon)*, 1(2): 33-44.
75. SUPERINTENDENCIA GEOMECÁNICA MINA EL TENIENTE. 2005. Condición de macizo rocoso y parámetros de incorporación de área y sectores productivos, Nota Interna n° SGM-144-2005, División El Teniente 2005. Chile.
76. SUZUKI, K. 2013. Aplicación de la técnica Synthetic Rock Mass a escala de laboratorio. Tesis para optar al grado de magister en minería. Memoria para optar al título de Ingeniera Civil de Minas. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
77. VALLEJOS, J. 2011. El Teniente veins and intact rock parameters. Progress report for Synthetic Rock Mass (SRM) Fragmentation Analysis – El Teniente. Contract N°4501110856.

78. VALLEJOS, J. y SUZUKI, K. 2012. User manual SRM v1.0. Progress report for Synthetic Rock Mass (SRM) Fragmentation Analysis – El Teniente. Contract N°4501110856 (En español).
79. VERMILYE, J. and SCHOLZ, C. 1995. Relation between vein length and aperture. *Journal of Structural Geology*: 423-434.
80. YOSHINAKA, R., OSADA, M., PARK, H. and SASAKI, T. 2008. Practical determination of mechanical design parameters of intact rock considering scale effect. *Engineering Geology*, 96(4): 173-186.