



**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DE RUPTURA DE TÚNEIS ROCHOSOS SOB ELEVADAS
TENSÕES DE CAMPO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS
DISCRETOS**

GUSTAVO AUGUSTO FROES CARDOSO

ORIENTADOR: LEANDRO LIMA RASMUSSEN, DSc

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO G.DM – 424/2025**

**BRASILIA/D.F.
2025**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DE RUPTURA DE TÚNEIS ROCHOSOS SOB ELEVADAS
TENSÕES DE CAMPO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS
DISCRETOS**

GUSTAVO AUGUSTO FROES CARDOSO

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE
BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO TÍTULO DE MESTRE.**

APROVADA POR:

**LEANDRO LIMA RASMUSSEN, DSc. (ENC/UnB).
(Orientador)**

**ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, DSc. (ENC/UnB)
(Examinador interno)**

**ALOMIR HÉLIO FÁVERO NETO, DSc. (UNIVERSIDADE DE BUCKNELL)
(Examinador externo)**

Brasília/DF Agosto/2025

FICHA CATALOGRÁFICA

CARDOSO, GUSTAVO FROES CARDOSO

Análise de ruptura de túneis rochosos sob elevadas tensões de campo pelo método dos elementos discretos, 2025, xxiii, 205p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestrado, Geotecnia, 2025).

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Túneis

2. Elementos discretos

3. Elevadas Tensões

4. Análise Numérica

I. ENC/FT/UNB

II. Mestrado

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CARDOSO, G. A. F. (2025). Análise de ruptura de túneis rochosos sob elevadas tensões de campo pelo método dos elementos discretos. Dissertação de Mestrado, Publicação PPG G.DM – 424/2025, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 205 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DA AUTOR: Gustavo Augusto Froes Cardoso

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Análise de ruptura de túneis rochosos sob elevadas tensões de campo pelo método dos elementos discretos.

GRAU/ANO: Mestre / 2025

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Gustavo Augusto Froes
Cardoso

Rua Itaparica, 310
30240-130, Serra, Belo Horizonte/MG - Brasil.

DEDICAÇÃO
Dedico à minha família.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à Deus. Agradeço ao professor Leandro Lima Rasmussen pela orientação e apoio na viabilização desta pesquisa. Concluída esta etapa, agradeço à minha família pelo apoio, em especial à minha mãe, Nair Froes, pela garra demonstrada nos momentos difíceis, impedindo que eu desistisse, e por sonhar com esta realização. Agradeço ao meu pai, Geraldo Magela (*in memoriam*), pela inspiração em seguir na engenharia. Agradeço aos meus avós, Clemencia e Benedito, pelo apoio emocional. Dedico esta dissertação aos meus tios, Maria (*in memoriam*) e Valmir (*in memoriam*), que em vida foram inspirações para que eu seguisse. Agradeço ao meu amor, Karinna, pelo apoio e por estar presente nos momentos de dificuldade durante a execução deste trabalho; sem você não teria sido possível. Agradeço aos meus amigos André Robine, Enzo Silva, Gizelle, Leonardo (*in memoriam*), Mackson, Mateus Oliveira, Philippe Resende, Samuel, Vinícius, pelos conselhos, pela amizade e por me ajudarem em algum momento desta trajetória. Agradeço, em especial, aos professores Saulo Gutemberg e Bruna Faria, pelos conselhos e pelo apoio tanto nas fases anteriores quanto durante este processo. Muitas das oportunidades oferecidas por vocês pavimentaram o caminho para a conclusão desta etapa. Agradeço à minha turma, com a qual compartilhei momentos difíceis, felizes e engraçados. Em especial, agradeço à Ágatha, Felipe, Maria, Katherine, Carlos e Milena. E por fim, Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, pelo apoio financeiro na pesquisa.

ANÁLISE DE RUPTURA DE TÚNEIS ROCHOSOS SOB ELEVADAS TENSÕES DE CAMPO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS DISCRETOS

A presente investigação proporcionou uma análise aprofundada da capacidade do modelo DISL-LDEM na representação do comportamento mecânico de maciços rochosos submetidos a altas tensões *in situ*. A pesquisa concentrou-se na simulação de mecanismos de ruptura frágil, com especial atenção à identificação e evolução dos processos de deslocamento, comumente denominados *spalling*, bem como na caracterização das respostas pós-pico associadas a esses fenômenos. Para isso, foram integradas simulações numéricas com dados experimentais, como os obtidos no experimento *Mine-by* e do caso da UHE Itá, permitindo a validação da abordagem proposta em contextos geológicos diversos. Os resultados obtidos demonstraram a capacidade do modelo em reproduzir com fidelidade os padrões de instabilidade observados em campo e em laboratório, sem a necessidade de calibrações específicas ou da introdução de heterogeneidades artificiais nos modelos numéricos, o que reforça seu caráter preditivo e a robustez da metodologia. Dessa forma, a abordagem desenvolvida representa uma contribuição relevante para o aprimoramento das ferramentas de análise numérica em engenharia geotécnica e para a definição de estratégias preventivas mais eficazes no contexto de escavações profundas.

FAILURE ANALYSIS OF ROCK TUNNELS UNDER HIGH IN-SITU STRESSES USING THE DISCRETE ELEMENT METHOD

The present investigation provided an in-depth analysis of the DISL-LDEM model's capability to represent the mechanical behavior of rock masses subjected to high in situ stresses. The research focused on the simulation of brittle failure mechanisms, with particular emphasis on the identification and evolution of spalling processes, as well as on the characterization of post-peak responses associated with these phenomena. To this end, numerical simulations were integrated with experimental data, such as those obtained from the Mine-by Experiment and the Itá Hydroelectric Power Plant case, enabling validation of the proposed approach in diverse geological contexts. The results demonstrated the model's ability to reliably reproduce the instability patterns observed in the field and laboratory, without the need for specific calibrations or the introduction of artificial heterogeneities into the numerical models. This highlights the predictive nature and robustness of the methodology. Accordingly, the developed approach represents a significant contribution to the enhancement of numerical analysis tools in geotechnical engineering and to the definition of more effective preventive strategies in the context of deep excavations.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. JUSTIFICATIVA	2
1.2. OBJETIVOS.....	3
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1. MÉTODOS COMPUTACIONAIS EM ROCHA.....	7
2.1.1. MÉTODO DOS ELEMENTOS DISCRETOS	7
2.1.2. MÉTODOS DE LATTICE	21
2.2. MODELOS DE CONTATO.....	26
2.2.1. HYBRID LATTICE/DISCRETE ELEMENT METHOD	32
2.2.2. REPRESENTAÇÃO DA HETEROGENEIDADE	36
2.2.3. MOSAICO DE VORONOI	39
2.3. ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	41
2.3.1. ENSAIOS DE COMPRESSÃO.....	41
2.3.2. ENSAIOS DE TRAÇÃO	53
2.4. CRITÉRIOS DE RUPTURA.....	55
2.5. TENACIDADE DE FRATURA.....	58
2.6. ESTABILIDADE DE TÚNEIS SOB ELEVADAS TENSÕES DE CAMPO	63
2.6.1. OBSERVAÇÃO DO PROCESSO DE RUPTURA.....	65
2.6.2. EFEITO DA PERDA DE COESÃO E MOBILIZAÇÃO DO ATRITO	68
2.6.3. DISL – <i>DAMAGE INITIATION SPALLING LIMIT</i>	72
2.6.4. EFEITO ESCALA	75
2.6.5. VISÕES SOBRE RESISTÊNCIA DA ROCHA <i>IN SITU</i>	76
2.6.5.1. INFLUÊNCIA DO CAMINHO DE CARGA/ROTAÇÃO DE TENSÃO	77
2.6.5.2. PROFUNDIDADE DA RUPTURA — RELACIONANDO TENSÕES À RESISTÊNCIA DA ROCHA.....	78
2.6.5.3. RESISTÊNCIAS APARENTES E REAIS DA ROCHA <i>IN SITU</i> PERTO DOS LIMITES DA ESCAVAÇÃO	79
2.6.6. EVOLUÇÃO DAS SIMULAÇÕES POR <i>SPALLING</i>	81
3. METODOLOGIA.....	93
3.1. CARACTERIZAÇÃO DOS <i>SOFTWARES</i> UTILIZADOS.....	94
3.2. MODELO DE CONTATO E PARÂMETROS UTILIZADOS.....	94
3.3. METODOLOGIA DE RASMUSSEN & MIN (2024).....	95

3.4.	DEFINIÇÃO E CONFIGURAÇÃO DA GEOMETRIA	96
3.5.	SEQUÊNCIA DE ESCAVAÇÃO	98
3.5.1.	OUTRAS ESTRATÉGIAS DE SIMULAÇÃO DA SEQUÊNCIA DE ESCAVAÇÃO.....	100
3.6.	CONFIGURAÇÕES COMPUTACIONAIS	101
4.	ESTUDOS DE VERIFICAÇÃO.....	102
4.1.	SIMULAÇÕES EM ESCALA LABORATORIAL.....	104
4.1.1.	CONFIGURAÇÃO DAS SIMULAÇÕES	104
4.1.2.	RESULTADOS E DISCUSSÕES DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO	107
4.1.2.1.	ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIAXIAL.....	107
4.1.2.2.	ENSAIO DE TRAÇÃO DIRETA.....	111
4.1.2.3.	ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL	112
4.2.	ENSAIO DE TENACIDADE DE FRATURA	117
4.2.1.	CONFIGURAÇÃO DO ENSAIO	117
4.2.2.	RESULTADOS DO ENSAIO DE TENACIDADE DE FRATURA	119
4.3.	ESTUDO EM ESCALA REAL DE CAMPO: VERIFICAÇÃO ELÁSTICA	121
4.3.1.	ESTUDO EM ELEMENTOS DISCRETOS	121
4.3.2.	ESTUDO EM ELEMENTOS FINITOS.....	123
4.3.3.	RESULTADOS.....	124
4.4.	DISCUSSÕES PRELIMINARES	128
5.	ESTUDOS DE CASO: METODOLOGIA DISL-LDEM	129
5.1.	ESTUDO DE CASO – MINE -BY	129
5.1.1.	HISTÓRICO DO CASO	129
5.1.2.	CONFIGURAÇÕES DA MODELAGEM	131
5.1.3.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	133
5.1.3.1.	INFLUÊNCIA DO ÂNGULO DE CONTATO RESIDUAL	138
5.1.3.2.	INFLUÊNCIA DA TENACIDADE DE FRATURA	141
5.1.3.3.	INFLUÊNCIA DA ROTAÇÃO DE TENSÕES.....	144
5.2.	ESTUDO DE CASO – UHE ITÁ.....	147
5.2.1.	HISTÓRICO DO CASO	147
5.2.1.1.	CARACTERÍSTICAS GERAIS DO PROJETO	147
5.2.1.2.	EVIDÊNCIAS SOBRE ESTADO DE TENSÃO	149
5.2.2.	PARAMETRIZAÇÃO.....	155
5.2.2.1.	ESTADO DE TENSÕES <i>IN SITU</i>	155
5.2.2.2.	PARÂMETROS ELÁSTICOS	156
5.2.2.3.	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA	156

5.2.2.4. CALIBRAÇÃO DA TENACIDADE DE FRATURA	158
5.2.3. RESULTADOS E DISCUSSÕES	162
5.2.3.1. TÚNEL 14m x 14m	162
5.2.3.2. ANÁLISE PARAMÉTRICA DOS RESULTADOS	169
5.3. DISCUSSÕES PRELIMINARES	172
6. ESTUDO DE CASO: RESISTÊNCIA REAL	175
6.1. CONFIGURAÇÕES DA MODELAGEM	176
6.1.1. CONDIÇÕES DE CONTORNO E GEOMETRIA DA PAREDE DA ESCAVAÇÃO	176
6.1.2. PARÂMETROS.....	177
6.2. RESULTADOS E DISCUSSÕES	178
6.2.1. PAREDE LISA	178
6.2.2. PAREDE COM RUGOSIDADE NATURAL	180
6.2.3. PAREDE COM RUGOSIDADE SEMICIRCULAR	181
6.2.4. MECANISMOS DE PROPAGAÇÃO DE FISSURAS.....	185
6.3. DISCUSSÕES PRELIMINARES	187
7. CONCLUSÕES.....	188
7.1. LIMITAÇÕES DO MODELO	189
7.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	189
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	191
APÊNDICE A: CÓDIGOS FISH DO PFC.....	204

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Sequência de operações primárias que ocorrem durante cada ciclo, denominada sequência do ciclo. Adaptado de site do PFC (ITASCA, 2024a).....	8
Figura 2.2 - Dois discos comprimidos entre paredes rígidas no t_0	8
Figura 2.3 - Dois discos comprimidos entre paredes rígidas (as sobreposições estão exageradas); (a) $t_1 = t_0 + \Delta t$ e (b) $t_2 = t_0 + 2\Delta t$	9
Figura 2.4 - Diagrama esquemático da sequência de cálculos em uma simulação do MED. Adaptado de O’Sullivan (2011).	10
Figura 2.5 - Contatos de rolamento e giro. Adaptado de O’Sullivan (2011).	11
Figura 2.6 – Características geométricas dos contatos. Adaptado de O’Sullivan (2011).	12
Figura 2.7 - Diagrama dos modelos de força normal e de cisalhamento no MED. Adaptado de O’Sullivan (2011).....	14
Figura 2.8 - Indicação da sequência de cálculo dentro de um passo de tempo MED. Adaptado de O’Sullivan (2011).....	17
Figura 2.9 – Representação de um material homogêneo (Bolander & Saito, 1998).....	22
Figura 2.10 - Interface entre duas células de Voronoi conectadas, i e j , e o conjunto de seis molas elásticas lineares. E é o módulo de Young; A_{ij} é a área da interface; h_{ij} é a distância entre os núcleos das células; e J_p , I_{ss} e I_{tt} são, respectivamente, o momento de inércia polar e os dois momentos principais de inércia da interface poligonal com relação ao centróide de sua área (Rasmussen, 2021).	23
Figura 2.11 - Diagramas de Voronoi baseados em diferentes estratégias de malha: (a) número de células $\ll n$ e (b) número de células $\approx n$ (Bolander & Saito, 1998).	25
Figura 2.12 -Comportamento força–deslocamento do sistema grão–cimento (Potyondy & Cundall, 2004).....	27
Figura 2.13 - Contato flat-joint (à esquerda) e material com juntas planas (à direita) (ITASCA, 2023a).....	28
Figura 2.14 - Comportamento e componentes reológicos do modelo soft bond com multiplicadores de atrito nulos e amortecedores inativos (Bai et al., 2024).	29
Figura 2.15 - Partículas agrupadas para a modelagem de formas irregulares de grãos em rochas frágeis (Cho et al., 2007).....	30
Figura 2.16 - Layout para um ensaio de compressão não confinada em uma amostra de granito Lac du Bonnet e Aspo Diorito, utilizando o modelo GBM-UDEC. As diferentes tonalidades de cinza indicam o grau de resistência dos grãos minerais; grãos com maior resistência apresentam coloração mais escura (Lan et al., 2010).	31
Figura 2.17 - Apresentação esquemática da lógica do gerador de tesselação de Voronoi: (a)	

geração aleatória de pontos controlada por número de semente, (b) geração da triangulação de Delaunay, (c) geração da tesselação de Voronoi e (d) modelo em blocos de polígonos de Voronoi (Fabjan et al., 2015).	39
Figura 2.18 - Curvas típicas de tensão-deformação de rocha intacta frágil sob compressão uniaxial, com representação das etapas de desenvolvimento das fissuras. Fonte: adaptado de Pepe et al. (2018).....	42
Figura 2.19 - Representação do método de Brace et al. (1966). Fonte: adaptado de Pepe et al. (2018).	44
Figura 2.20 - Representação do método de Martin & Chandler (1994). Fonte: adaptado de Pepe et al. (2018).	45
Figura 2.21 - Representação do método de Lajtai (1971). Fonte: adaptado de Pepe et al. (2018).	46
Figura 2.22 - Representação do método de Stacey (1981). Fonte: adaptado de Pepe et al. (2018).	46
Figura 2.23 - Representação do método de Diederichs (2007) Fonte: adaptado de Pepe et al. (2018).	47
Figura 2.24 - Representação do método de Eberhardt et al. (1998). Fonte: adaptado de Pepe et al. (2018).	47
Figura 2.25 - Representação do método de Nicksiar & Martin (2012): (a) Resposta típica tensão–deformação registrada em um ensaio de compressão uniaxial, (b) Ilustração da metodologia LSR.e (c) Exemplo do resultado obtido com o método LSR.....	48
Figura 2.26 – Curvas típicas de tensão–deformação em estados frágil, frágil-dúctil e dúctil. Adaptado de Davarpanah et al. (2023).	52
Figura 2.27 – Comportamento típico em compressão triaxial: (a) transição frágil-dúctil e (b) compressão volumétrica e dilatação (Marques & Vargar Jr, 2022).	53
Figura 2.28 – Arranjo de ensaio de tração direta utilizando garras divididas para corpos de prova em forma de "dog-bone", forma descrita por Hoek (1964).	54
Figura 2.29 – Arranjo típico para ensaio BTS utilizando platôs planos de carregamento (Perras & Diederichs, 2014).	55
Figura 2.30 – Os diferentes modos de falha. (A) Modo I, (B) Modo II e (C) Modo III (Soderholm, 2010).	58
Figura 2.31 – Corpo de prova com trinca central submetido à tração (a), condições de contorno (b) e exemplo de um modelo fraturado ao final do ensaio (Rasmussen & Min, 2024).	60
Figura 2.32 – Instabilidade de túneis e falha frágil em função da classificação do maciço rochoso e da razão entre a tensão máxima de campo distante σ_1 e a resistência à compressão uniaxial σ_c . Fonte: Kaiser et al. (2000b).	64

Figura 2.33 – Processo de spalling (Soares, 2021).	65
Figura 2.34 - Fase de Iniciação. Modificado de Martin et al. (1997).....	66
Figura 2.35 - Formação da zona de processo. Modificado de Martin et al. (1997).	67
Figura 2.36 - Slabbing e Spalling. Modificado de Martin et al. (1997).	67
Figura 2.37 – Estabilização. Modificado de Martin et al. (1997).	68
Figura 2.38 – Ilustração da perda de coesão e da mobilização da resistência friccional em função da deformação plástica (Hajiabdolmajid et al., 2002).....	69
Figura 2.39 – Mobilização dos componentes de resistência no modelo CWFS: (a) em ensaios de compressão em laboratório; (b) ao redor de escavações subterrâneas: c_i e c_r são, respectivamente, a coesão inicial e a coesão residual, e ε^{pc} e ε^{pf} representam os componentes de deformação plástica nos quais os componentes de resistência friccional e coesiva atingem seus valores finais (Hajiabdolmajid et al. 2002).	70
Figura 2.40 – (a) Propagação irrestrita de trincas próximo à borda de uma escavação (esquerda); (b) supressão de trincas por confinamento retroalimentado em ensaios laboratoriais com cilindros (centro); e (c) pequenos furos de sondagem (direita) (Diederichs et al., 2004).	71
Figura 2.41 – Envoltória de resistência composto ilustrada no espaço de tensões principais (2D), destacando as zonas de comportamento delimitadas pelo limiar de iniciação de dano, o limite superior de cisalhamento (interação de danos) e o limite transitório de spalling (Diederichs, 2007).....	73
Figura 2.42 – Parâmetros de “pico” e “residual” utilizados na análise de (Diederichs, 2007).73	
Figura 2.43 – Profundidade da ruptura em função da razão r_{max}/UCS (Cai & Kaiser, 2014).	79
Figura 2.44 – Envoltórias de Resistência in situ Aparente e Real de Rochas Frágeis (Cai & Kaiser, 2014).	81
Figura 2.45 – Estabilidade do túnel do experimento Mine-by. Apenas a falha por tração nas paredes laterais é indicada (Martin, 1994).	82
Figura 2.46 – Estabilidade ao redor de um túnel circular. Nota-se a fina camada de material (< 1) que sofreu falha. No entanto, a falha in situ se inicia em um ponto, e não como uma camada fina (Martin, 1994).	83
Figura 2.47 – Dano previsto devido à escavação ao redor do túnel do experimento Mine-by (Read & Martin, 1996).	84
Figura 2.48 – Predição da zona de falha: (a) elástico-perfeitamente plástico, (b) elástico-frágil-plástico e (c) CWFS (Hajiabdolmajid et al., 2002).	85
Figura 2.49 – Simulação por método dos elementos finitos com o DISL.	86
Figura 2.50 – Resultado da simulação apresentada por (Cai & Kaiser, 2014).	86

Figura 2.51 – Efeito do fator de redução de resistência no padrão de dano no modelo Mine-by (PFC2D): (a) Redução 0,75, (b) Redução 0,60 e (c) Redução 0,50 (Potyondy & Cundall, 2004).	87
Figura 2.52 – Dano sobreposto ao dano após a escavação (Potyondy & Ivars, 2020).	88
Figura 2.53 – Ruptura do túnel Mine-by utilizando o modelo de amolecimento exponencial, com $\sigma_c/\sigma_t=24,1$ (Liu et al., 2020).	89
Figura 2.54 – Ruptura numérica do teto do Túnel Mine-by com diferentes formas de grão (BPM, PPM e TPM, de cima para baixo). O dano induzido pela escavação é representado por ligações rompidas (azul para cisalhamento, vermelho para tração). A linha escura delimita o perfil do entalhe observado em campo (Bai et al., 2024).	90
Figura 2.55 – Resultado obtido a partir da simulação do túnel Mine-by utilizando o modelo RBSN (Rasmussen & de Farias, 2019).	91
Figura 2.56 – (a) Modelo CVBM do túnel Mine-By calibrado e (b) ruptura registrada em campo (Soares, 2021).	92
Figura 2.57 – Mecanismo de ruptura simulado do túnel Mine-by utilizando o modelo VTM (Voronoi Tessellated Model) calibrado com a envoltória de resistência trilinear (Sanipour et al., 2022).	92
Figura 3.1 - Processo de geração de malha estocástica para obter um conjunto de sementes que respeitam um limite mínimo de distância, D_{min} (Adaptado de Rasmussen & Min (2024)). ..	98
Figura 3.2 – Carregamento radial aplicado conforme o método de convergência-confinamento.	99
Figura 3.3 – Evolução do fator de descarregamento radial factor(i) aplicado nas facetas da escavação.	100
Figura 4.1 - Localização do URL da AECL no Escudo Canadense e seu contexto geológico. Fonte: Imagem adaptada de Chandler (2003).	103
Figura 4.2 – Configuração Geométrica.	104
Figura 4.3 –Envoltória de resistência “pico” (DISL) e Calibração de Mohr-Coulomb.	106
Figura 4.4 – Curvas numéricas de tensão vertical versus deformação (vertical e lateral) no ensaio uniaxial.	108
Figura 4.5 – Número total de microfissuras.	109
Figura 4.6 – Evolução do número de microfissuras durante o ensaio não confinado.	109
Figura 4.7 – Curva da deformação volumétrica total em função da deformação vertical no ensaio não confinado.	110
Figura 4.8 – Curvas tensão-deformação para diferentes ângulos de atrito residual: (a) $\phi_r = 18^\circ$, (b) $\phi_r = 22^\circ$ e (c) $\phi_r = 26^\circ$	113

Figura 4.9 – Resistência residual (σ_1) em função da tensão de confinamento (σ_3), obtida a partir do modelo numérico, para diferentes ângulos de atrito residual ($\phi_r = 18^\circ, 22^\circ$ e 26°).....	116
Figura 4.10 - (a) Corpo de prova de tração com trinca central, (b) condições de contorno e (c) exemplo de um modelo fraturado ao final do teste.	117
Figura 4.11 – Exemplo de modelo gerado pelo método de discos de Poisson.	118
Figura 4.12 - Razão entre a tenacidade à fratura em modo I estimada (KIC) e a resistência à tração (σ_t), em função da raiz quadrada de D_{min} (Rasmussen & Min, 2024).	119
Figura 4.13 - Relação entre a razão $KIC\sigma_t$ e D_{min} obtida a partir das simulações numéricas.	120
Figura 4.14 - Esboço do modelo de furo bidimensional para teste (Potyondy, 2024).	121
Figura 4.15 – Configuração geométrica do modelo Elástica em elementos discretos.	122
Figura 4.16 – Domínio simulado no modelo em elementos finitos, com representação de simetria e subdomínio modelado.....	123
Figura 4.17 – Malha do modelo em elementos finitos.	123
Figura 4.18 – Condições de contorno do Modelo numérico.	124
Figura 4.19 – Comparação da distribuição da tensão principal mínima (σ_3) ao redor da escavação circular: (a) modelo em elementos discretos (MED – PFC2D) e (b) modelo em elementos finitos (MEF – Abaqus), com destaque para os pontos de monitoramento utilizados na análise quantitativa.	125
Figura 4.20 –. Comparação da distribuição da tensão principal máxima (σ_1) ao redor da escavação circular: (a) modelo MED – PFC2D; (b) modelo MEF – Abaqus.....	126
Figura 5.1 – Layout do Experimento Mine-by no Nível 420 do Laboratório Subterrâneo de Pesquisas (URL) (Read, 2004).	129
Figura 5.2 – Desenvolvimento progressivo da geometria do entalhe no teto e no piso do túnel de teste Mine-by (Martin, 1997).	130
Figura 5.3 – Geometria, malha e condições de tensões do modelo LDEM aplicado ao túnel do Experimento Mine-by.	131
Figura 5.4 - Envoltórias de resistência de pico e residual segundo o modelo DISL para o granito Lac du Bonnet. Os parâmetros dos critérios de Hoek–Brown e Mohr–Coulomb também estão indicados.....	132
Figura 5.5 – Evolução da ruptura com ângulo de atrito residual de 22° (a) 4 s; (b) 6 s; (c) 12 s; (d) 18 s.....	134
Figura 5.6 - Evidência de Ruptura em Modelo de Escavação com Ampliação das Zonas de Fratura Superior (1.30r) e inferior (1.24r).	135
Figura 5.7 – Tensões principais antes e após a ruptura: (a) Máxima – antes da ruptura, (b)	

Máxima – após a ruptura, (c) Mínima – antes da ruptura e (d) Mínima – após a ruptura.	138
Figura 5.8 – Evolução da ruptura com ângulo de atrito residual de 21°(a) 2 s; (b) 3 s; (c) 4 s; (d) 5 s.	140
Figura 5.9 – Evolução da ruptura com ângulo de atrito residual de 20°(a) 2 s; (b) 3 s; (c) 4 s; (d) 5 s.	141
Figura 5.10 - Efeito do refinamento da malha na tenacidade à fratura: comparação entre distâncias mínimas de (a) 10 cm e (b) 3.5 cm.	142
Figura 5.11 - Resultado da simulação após o desconfinamento (malha de 10 cm).	143
Figura 5.12 - Resultado da simulação após o desconfinamento (malha de 3.5 cm) (a) 2s; (b) 6s; (c) 10s; (d) 14s.....	143
Figura 5.13 – Evolução da ruptura sob estado de tensões rotacionado – Teste 01: (a) 1s; (b) 2s; (c) 3s; (d) 4s e (e) 5s.....	145
Figura 5.14 – Evolução da ruptura sob estado de tensões rotacionado – Teste 01: (a) 1s; (b) 2s; (c) 3s; (d) 4s; (e) 5s e (f) 6s.	146
Figura 5.15 – Geometria das seções T1 a T5 (a) T1 e T2 e (b) T3, T4 e T5 (Mafra, 2001)..	148
Figura 5.16 – Implantação geral da UHE Itá sobre o rio Uruguai (Mafra, 2001).....	148
Figura 5.17 – Esquema do efeito de alívio de tensões por erosão fluvial (Guidicini & Nieble, 1984).....	150
Figura 5.18 – Mapa geoestrutural da área da UHE Itá. (Engevix, 1988 apud Mafra 2001, p. 108).....	151
Figura 5.19 – Mapeamento dos fenômenos durante a escavação dos túneis de desvio da UHE Itá (Consórcio Conita, 1997 apud Mafra 2001, p. 115-118).....	152
Figura 5.20 – Perfil geológico-estratigráfico da fundação da barragem (Engevix, 1988 apud Mafra 2001, p. 109).....	153
Figura 5.21 – Calibração dos critérios de ruptura para o Basalto.	158
Figura 5.22 – Influência da resistência à tração (Análises 1 vs 2).	164
Figura 5.23 – Influência da resistência à tração (Análises 3 vs 4).	165
Figura 5.24 – Influência do módulo de elasticidade (Análises 2 vs 4).	166
Figura 5.25 – Influência do módulo de elasticidade (Análises 1 vs 3).	167
Figura 5.26 – Influência do estado de tensões (Análises 1 e 6).	168
Figura 5.27 – Influência da tenacidade de fratura (Análises 1 a 7).....	169
Figura 5.28 – Representação esquemática de túnel não circular com circunferência equivalente	

para estimativa de ruptura por spalling.	169
Figura 5.29 – Resultados para a profundidade de ruptura – dano (m).	171
Figura 5.30 – Resultados para a profundidade de ruptura – Tração (m).	172
Figura 6.1 - Calibração do critério Mohr-Coulomb para o estado de Crack Damage.	178
Figura 6.2 – (a) Tensões principais maiores; (b) Tensões principais menores; (c) Fraturamento da parede lisa.	180
Figura 6.3 – Ruptura parede com rugosidade natural.	181
Figura 6.4 – Resultados teste 01: (a) 2,10 s e (b) 3,11s.	182
Figura 6.5 - Resultados teste 02: (a) 2s e (b) 3s.	182
Figura 6.6 - Teste pelo método de Convergência-Confinamento: (a) 1,20s, (b) 2,20s, (c) 3,20 e (d) 4,20s.	183
Figura 6.7 - Teste pelo Desconfinamento Progressivo por Degradação de Rigidez de Contato: (a) 1,1s, (b) 1,30s, (c) 2,26 e (d) 2,81s.	184
Figura 6.8 – Concentração de tensão antes da Ruptura.	186
Figura 6.9 – Evolução dos processos de fissuramento.	186

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Comparação dos métodos computacionais.....	20
Tabela 2.2 – Modelos de Contato.....	31
Tabela 2.3 – Métodos para Geração de Malhas Voronoi Conformes.	33
Tabela 2.4 – Resumo do comportamento do Hybrid LDEM apresentado por Rasmussen (2021).	38
Tabela 2.5 - Métodos para identificação da tensão de início de fissuramento e suas limitações.	49
Tabela 2.6 - Correlações empíricas para estimativa da tensão de início de fissuramento (σ_{ci}) em função de parâmetros mecânicos.....	50
Tabela 2.7 – Correlações Empíricas entre a Tenacidade à Fratura Modo I (K_{IC}) e a Resistência à Tração (σ_t) em Rochas.	61
Tabela 2.8 – Seleção do modelo constitutivo com base na razão de resistência da rocha (resistência à compressão / resistência à tração) e na qualidade do maciço rochoso (Diederichs, 2007).....	74
Tabela 3.1 – Parâmetros do Hybrid LDEM.	95
Tabela 3.2 – Valores recomendados de pico (“peak”) e residual (“residual”) dos parâmetros α , s e m da envoltória de resistência ao cisalhamento generalizada de Hoek–Brown, para aplicação na abordagem DISL- MEF (Diederichs, 2007).	96
Tabela 4.1 – Parâmetros do Modelo.....	106
Tabela 4.2 – Resultados de Módulo de Young para diferentes valores de r_{min}	107
Tabela 4.3 – Resultados do coeficiente de Poisson para diferentes valores de r_{min}	108
Tabela 4.4 – Picos de tensão compressiva não confinada para diferentes valores de r_{min} . ..	110
Tabela 4.5 – Módulo de Young obtido nos ensaios de tração direta para diferentes valores de r_{min}	111
Tabela 4.6 – Coeficiente de Poisson obtido nos ensaios de tração direta para diferentes valores de r_{min}	112
Tabela 4.7 – Pico de resistência à tração direta (tensão de pico) para diferentes valores de r_{min}	112
Tabela 4.8 – Tensão de pico (σ_1) e erro relativo para diferentes ϕ_{res} em função de σ_3	115
Tabela 4.9 – Resistência residual (σ_1) em função de σ_3 para diferentes ϕ_{res}	115
Tabela 4.10 – Comparação dos estudos de tenacidade de fratura.	120

Tabela 4.11 – Comparação das tensões principais mínimas (σ_3) ($\theta = 0^\circ$):.....	126
Tabela 4.12 – Comparação das tensões principais máximas (σ_1) ($\theta \approx 90^\circ$):	126
Tabela 5.1 – Tabela dos parâmetros do LDEM e propriedades mecânicas do granito Lac du Bonnet.	132
Tabela 5.2 – Comparação de KIC e σ_t para basalto conforme tipo de ensaio (Zhang, 2002).158	
Tabela 5.3 – Estimativas de KIC ($\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$) para o basalto da UHE de Itá, obtidas a partir de diferentes correlações empíricas e valores de σ_t	159
Tabela 5.4 – Valores de KIC ($\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$) adotados na modelagem numérica em função da malha e da resistência à tração para o basalto da UHE de Itá.	160
Tabela 5.5 –Propriedades físicas e mecânicas de rochas ígneas, metamórficas e sedimentares selecionadas segundo a literatura.	161
Tabela 5.6 - Configurações das análises numéricas.	162
Tabela 5.7 – Resumo comparativo dos resultados das análises numéricas (1 a 7).	163
Tabela 5.8 - Comparação entre os resultados das simulações numéricas e os valores de referência empírica para profundidade de ruptura e razão R_f/a	171
Tabela 6.1 – Métodos de escavação e simulação associados às condições de geometria da parede	177
Tabela 6.2 – Parâmetros do Modelo.....	178
Tabela 6.3 – Comparação dos métodos de escavação e seus efeitos na extensão da zona rompida	184

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

A	Parâmetro de Ajuste das rigidezes na célula de Voronoi.
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AECL	<i>Atomic Energy of Canada Limited</i>
A_{ij}	Área da faceta de Voronoi
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BBM	<i>Bonded Ball Model</i>
BBMs	<i>Bonded-Block Models</i> ou <i>modelo de blocos colados</i>
BPM	<i>Ball Particle Model</i>
C	Matriz de Amortecimento
c	Coesão
CWFS	<i>Cohesion-Weakening Frictional-Strengthening</i>
DEM	<i>Discrete Element Method</i>
DISL	<i>Damage Initiation Spalling Limit</i>
$d_{\min}$	Diâmetro mínimo das partículas
E	Módulo de Young
F	Força
F_n	Força Normal
F_s e F_t	Forças de Cisalhamento
GBM	<i>Grain-Based Model</i>
GSi	<i>Geological Strength Index</i>
Hybrid LDEM	<i>Hybrid Lattice/Discrete Element Method</i>
I_{disco}	Momento de inércia do disco

J_{disco}	Momento polar de inércia do disco
K_{Ic}	Tenacidade à Fratura em modo I
K_n	Rigidez de Contato na Direção Normal
K_t	Rigidez de Contato na Direção Tangencial
LDEM	<i>Spring Network Model</i>
LEFM	Mecânica da Fratura Linear Elástica
M	Matriz de Massa (ou de inércia, incluindo a inércia rotacional)
MED	Método dos Elementos Discretos
MEF	Método dos Elementos Finitos
m_i	Constante de Material para a Rocha Intacta
MLMC	Modelo <i>Lattice</i> de Molas Clássico
M_{p_j}	momento aplicado pelo <i>j-ésimo</i> contato
M_n	Momento de Torção aplicado pela mola rotacionalnormal à faceta
N	Vetor n de orientação normal
$M_t \text{ e } M_s$	Momentos de Flexão paralelos a faceta
PFC	<i>Particle Flow Code</i>
PPM	<i>Polygonal Particle Model</i>
R	Raio da Escavação
RBSN	Modelo <i>Rigid Body Spring Network</i>
R_f	Profundidade Teórica de Ruptura
RMCR	Rede de Molas e Corpos Rígidos
R_{disco}	Raio de um disco com área igual a A_{ij}

r_{min}	Raio mínimo das partículas
SBM	<i>Soft Bond Model</i>
SNBV	<i>Subspring Network Breakable Voronoi</i>
t_c^0	Instante inicial do contato entre as duas partículas
T_0	Resistencia à tração uniaxial
TPM	<i>Trilateral Particle Model</i>
U	Vetor de Deslocamento Incremental
$\ddot{u}_p$	Vetor de Aceleração da Partícula p
UCS	<i>Uniaxial compressive strength</i>
UDEC	<i>Universal distinct element code</i>
UHE	Usina Hidrelétrica
URL	<i>Underground research laboratory</i>
W	Largura total
x_i	Coordenadas de Referência da célula de Voronoi
y_i	Coordenadas de Referência da célula de Voronoi
z_i	Coordenadas de Referência da célula de Voronoi
ΔF	Vetor de Força Incremental
Δt	Incremento de tempo da análise
Δt	Variação do tempo
δ_n	Sobreposição no ponto de contato
Γ	Função gama
$n_{m\acute{a}x}$	Tensão normal máxima
θ_{xi}	Rotações da célula de Voronoi

θ_{yi}	Rotações da célula de Voronoi
θ_{zi}	Rotações da célula de Voronoi
μ	Coefficiente de atrito
σ_n	Tensão Normal
σ_t	Resistencia a Tração
σ_v	Velocidade Translacional
σ_w	Velocidade Rotacional
σ_{UCS}	Resistência à Compressão Uniaxial
σ_{ci}	Tensão de Inicialização de Fissuras
$\sigma_{m\acute{a}x}$	Tensão Máxima
σ_1	Tensão Principais Maior
σ_3	Tensão principais menor
τ_s	Tensão de cisalhamento
τ_s^{max}	Tensão de cisalhamento máxima
ϕ	Ângulo de atrito
ϕ_r	Ângulo de atrito residual
ω_p	Velocidade Angular da partícula

1. INTRODUÇÃO

A análise do comportamento de maciços rochosos em obras subterrâneas constitui um dos principais desafios da engenharia geotécnica contemporânea, dada a complexidade dos mecanismos envolvidos e o impacto direto na estabilidade e segurança das estruturas. Nesse contexto, as análises computacionais avançaram como ferramenta relevante para determinar comportamentos e desenvolver metodologias eficientes para solução de problemas de engenharia. No entanto, a reprodução numérica das condições de campo constitui uma tarefa complexa, especialmente quando se trata de materiais com comportamentos não lineares. Para prever com precisão esse tipo de resposta, é necessário identificar os mecanismos de falha, a fim de selecionar o critério mais apropriado, abordagem que difere do procedimento usualmente adotado por projetistas (Stacey & Wesseloo, 2022).

Apesar dos avanços computacionais, os projetos são, muitas vezes, desenvolvidos com base em comportamentos esperados, fundamentados na experiência prévia do profissional e/ou em análises retroativas de falhas, as quais orientam os critérios de projeto. Essa discrepância entre a complexidade do comportamento rochoso e os métodos usualmente empregados reforça a necessidade de um entendimento mais aprofundado do maciço, possibilitando definir a melhor sequência construtiva e os sistemas de suporte mais adequados à obra.

Em situações críticas, como escavações em rochas duras, sujeitas a altas tensões *in situ*, podem desencadear mecanismos de ruptura que resultam em complexos deslocamentos, denominados *spalling*. A previsão desses processos, bem como a determinação da extensão e profundidade da zona rompida, representa um desafio técnico relevante, dificultando a adoção de medidas preventivas eficazes.

Diante disso, o entendimento adequado desse comportamento antes da execução de uma obra subterrânea por meio de um projeto de engenharia robusto não deve apenas garantir a estabilidade, bem como viabilizar uma construção rápida e economicamente viável (Kaiser, 2016). Na atividade minerária, compreender antecipadamente a resposta do maciço rochoso contribui significativamente para a eficiência da extração mineral (Diederichs, 2007). Em contraste, no armazenamento de rejeitos nucleares, torna-se fundamental conhecer detalhadamente o comportamento da rocha, a fim de assegurar o confinamento adequado dos resíduos e evitar o risco de contaminação subterrânea (Perras & Diederichs, 2016).

1.1. JUSTIFICATIVA

Ao longo das últimas décadas, distintas metodologias numéricas foram desenvolvidas com o intuito de representar com maior precisão os processos de ruptura por *spalling*. A complexidade desse mecanismo decorre de um estado de tensões extremamente elevado, que resulta na ruptura progressiva do maciço rochoso. A representatividade do fenômeno é limitada, uma vez que existem poucos resultados aplicáveis à prática industrial, o que dificulta o desenvolvimento de estratégias preditivas para sua mitigação. Esse tipo de ruptura apresenta particular relevância em obras de alto valor econômico, como aquelas relacionadas à mineração e à deposição de resíduos nucleares.

Diversos estudos têm empregado modelagens baseadas na hipótese de meio contínuo (Martin, 1994; Hajiabdolmajid et al., 2002; Diederichs, 2007; Diederichs et al., 2009; Barton & Shen, 2017), enquanto outros utilizam elementos discretos para simular o comportamento da rocha em elevadas tensões *in situ* (Potyondy & Cundall, 2004; Potyondy et al., 2020, 2023; Farahmand & Diederichs, 2023). Entre as abordagens estudadas, destacam-se os modelos CWFS (*Cohesion-Weakening Frictional-Strengthening*) e DISL (*Damage Initiation and Spalling Limit*) (Hajiabdolmajid et al., 2002; Diederichs, 2007), que demonstraram elevada capacidade para representar a zona rompida de forma realista.

A aplicação de métodos contínuos apresenta a vantagem de fornecer respostas diretas, em contraste com os modelos descontínuos (Rasmussen & Min, 2024). No entanto, simulações de túneis em rochas por meio de sistemas descontínuos têm se mostrado promissoras, pois possibilitam a modelagem natural dos processos de ruptura e a representação realista da dilatação, sem necessidade de modelos constitutivos complexos ou parâmetros empíricos (Read, 2004; Potyondy et al., 2020). As principais limitações dessa abordagem residem nas calibrações extensas, que tornam o processo menos prático, e na dificuldade de representar com precisão a zona rompida como se observa nas análises contínuas de *spalling*. Tais limitações, contudo, vêm sendo superadas por formulações mais recentes.

Rasmussen (2021) propôs um modelo que elimina as heterogeneidades artificiais em termos de rigidez interna do sistema numérico, as quais não correspondem ao comportamento real do material, bem como a necessidade de calibrações por tentativa e erro. O método, denominado *Hybrid Lattice/Discrete Element Method (Hybrid LDEM)*, foi posteriormente combinado com o modelo DISL por Rasmussen & Min (2024), resultando em uma abordagem que visa capturar

o comportamento inerentes aos fenômenos físicos da rocha por meio de uma metodologia simplificada, porém robusta, com elevado potencial de aplicação prática. Destaca-se, ainda, o caráter inovador da incorporação de conceitos da mecânica da fratura, permitindo não apenas a representação precisa das tensões, como a simulação da resistência à propagação de fraturas, característica definida como tenacidade à fratura. Apesar dos avanços recentes, poucas modelagens numéricas disponíveis apresentam capacidade preditiva adequada para uso prático em projetos geotécnicos subterrâneos, especialmente no contexto de elementos discretos, sem a necessidade de calibrações empíricas por tentativa e erro.

Portanto, o problema central reside na compreensão dos mecanismos de ruptura por *spalling*, como na dificuldade de representar esse comportamento por meio de modelos numéricos com capacidade preditiva, especialmente em condições *in situ*. A escassez de abordagens que conciliem fidelidade física, aplicabilidade prática e eficiência computacional evidencia a necessidade de racionalizar as metodologias de análise atualmente disponíveis. Assim, torna-se essencial avançar em direções que permitam representar de forma mais realista os processos de propagação de microfissuramentos, reduzindo a dependência de calibrações empíricas extensas e aproximando os modelos do comportamento observado em campo.

1.2. OBJETIVOS

O objetivo geral desse trabalho é avaliar a metodologia de análise proposta por Rasmussen & Min (2024) para simulação de túneis profundos submetidos a elevadas tensões de campo, utilizando o *software* PFC (*Particle flow code*) 2D e 3D em conjunto com os conceitos do *Hybrid Lattice/Discrete Element Method (Hybrid LDEM)*, por meio do modelo de contatos *Spring Network model* (ITASCA, 2024b). A partir disso, espera-se contribuir para a racionalização das ferramentas de modelagem atualmente empregadas, oferecendo subsídios mais robustos para aplicações práticas em projetos geotécnicos subterrâneos.

Para alcançar o objetivo geral, estabelecem-se os seguintes objetivos específicos:

- Validar o modelo *Spring Network model* no PFC, e sua capacidade de reproduzir propriedades de mesoescala em macroescala por meio de simulações de ensaio de laboratório;
- Validar a capacidade do modelo *Spring Network model* (ITASCA, 2024b) no PFC por

meio da reprodução dos resultados numéricos propostos na literatura, especialmente no Experimento *Mine-by* aplicando a metodologia DISL-LDEM;

- Analisar a sensibilidade dos parâmetros do modelo *Hybrid LDEM* (rigidez, tenacidade de fratura e ângulo de atrito residual) sobre os resultados obtidos, de forma a identificar seu impacto na estabilidade do maciço;
- Aplicar a metodologia DISL-LDEM ao estudo de caso da Usina Hidrelétrica (UHE) de Itá, com o intuito de comparar a profundidade e a extensão da zona rompida simulada com os dados observados e empíricos;
- Avaliar a influência da discretização espacial e da geometria da malha de Voronoi na propagação de fissuras e na distribuição de tensões ao redor da escavação;
- Simular o comportamento pós-pico da rocha, incluindo o enfraquecimento por deslizamento nas interfaces de contato, representando a perda progressiva de resistência;
- Avaliar a influência da geometria da parede da escavação e da sequência de desconfinamento na previsão da ruptura por fraturamento, considerando diferentes abordagens de escavação e a distinção entre resistência aparente e resistência real da rocha.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está organizada em oito capítulos. A estrutura adotada visa fornecer ao leitor uma visão sequencial, lógica e integrada do desenvolvimento da pesquisa, desde sua concepção teórica até a aplicação prática dos modelos numéricos analisados.

No Capítulo 1, apresenta-se a introdução geral do tema, na qual são expostos o contexto do problema de pesquisa e a relevância científica, os objetivos gerais e específicos, bem como a justificativa da investigação, situando-a frente aos desafios contemporâneos da geotecnia aplicada a estruturas subterrâneas.

O Capítulo 2 é dedicado à revisão bibliográfica, a qual contempla uma análise abrangente dos principais métodos computacionais utilizados na modelagem de rochas, com ênfase no Método dos Elementos Discretos (MED) e nos modelos do tipo *Lattice*, incluindo as formulações do

tipo Rede de Molas e Corpos Rígidos (RMCR) e o do modelo *Hybrid Lattice/Discrete Element Method (Hybrid LDEM)*. Também são discutidos os fundamentos da mecânica de contato, os critérios de ruptura em rochas frágeis, a tenacidade à fratura e as abordagens aplicadas ao estudo do fenômeno de *spalling* em escavações profundas.

O Capítulo 3 apresenta a metodologia adotada neste trabalho, detalhando as etapas de construção do modelo computacional, os parâmetros utilizados nas simulações, bem como os procedimentos empregados para a calibração e validação do modelo.

No Capítulo 4, descrevem-se os estudos de verificação conduzidos a partir de ensaios numéricos em escala laboratorial e em escala real. São apresentados os procedimentos de modelagem, as configurações dos ensaios simulados, os parâmetros de entrada adotados e os resultados obtidos. Este capítulo tem por finalidade validar os modelos computacionais frente aos dados existentes na literatura e compreender o comportamento do material sob diferentes condições de carregamento.

O Capítulo 5 trata dos estudos de caso aplicados, nos quais se emprega a metodologia acoplada DISL-LDEM para simulação do comportamento de túneis escavados em rochas frágeis sob elevadas tensões de campo. São analisados dois casos representativos: o Experimento *Mine-by* e a UHE de Itá. Para cada caso, apresentam-se o histórico geotécnico, a modelagem numérica desenvolvida, a parametrização adotada, os resultados obtidos e a discussão crítica quanto à extensão e profundidade da zona rompida simulada.

O Capítulo 6 discute a resistência real da rocha frente a diferentes condições de interface. São abordadas simulações com geometrias de parede distintas, avaliando-se a influência da morfologia da escavação na previsão da ruptura. O comportamento pós-pico e os mecanismos de enfraquecimento progressivo por deslizamento em interfaces também são analisados.

O Capítulo 7 apresenta as principais conclusões da pesquisa, destacando os avanços metodológicos alcançados, as contribuições teóricas e práticas do estudo, bem como as limitações observadas na modelagem numérica. Também são apresentadas recomendações para futuras pesquisas, com vistas à ampliação do escopo de aplicação da metodologia proposta.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A compreensão do comportamento mecânico de rochas em obras subterrâneas depende da integração de abordagens teóricas, experimentais e numéricas. Nesse contexto, o presente capítulo apresenta revisão crítica da literatura referente aos métodos computacionais aplicados à mecânica de rochas, com o objetivo de expor os principais conceitos que fundamentam o desenvolvimento de modelos numéricos, abrangendo desde a proposição original de Cundall & Strack (1979) até os modelos de contato desenvolvidos posteriormente, resultantes da evolução desse método.

Dentre os aspectos abordados na modelagem numérica, destaca-se o processo de dano em aberturas subterrâneas, o qual pode ser modelado por meio de abordagens contínuas ou descontínuas. A primeira abordagem é capaz de capturar os comportamentos mecânicos globais do maciço, enquanto a segunda permite representar, com maior detalhamento, os processos de microfissuramento por tração e cisalhamento, revelando características microestruturais relevantes para estudos de *spalling* (Potyondy et al., 2020).

Dessa forma, e considerando o foco desta dissertação, apresentam-se inicialmente os conceitos fundamentais que evidenciam a capacidade dos métodos discretos de representar, com realismo, os mecanismos de dano mencionados, destacando sua aptidão para descrever fenômenos de ruptura progressiva em rochas.

Inclui-se uma seção dedicada aos métodos de *lattice*, os quais são os conceitos que mostram-se promissores para representação de propriedades elásticas dos materiais e de maior controle do processo de fraturamento (Bolander & Saito, 1998; Rasmussen, 2021; Rasmussen & Min, 2024). Essa abordagem foi integrada ao método dos elementos discretos (MED), o que resultou em uma metodologia voltada à reprodução de rupturas por *spalling* de forma preditiva, a qual será investigada ao longo deste trabalho (Rasmussen & Min, 2024).

Posteriormente, como base para os estudos de validação, é apresentada uma revisão dos ensaios laboratoriais de compressão e tração, utilizados para a obtenção de parâmetros fundamentais, como a resistência à compressão uniaxial (UCS) e a resistência à tração. Na sequência, são discutidos os critérios de ruptura clássicos, como os de Hoek-Brown e Mohr-Coulomb.

Além disso, conceitos importantes como a tenacidade à fratura, que, embora raramente destacada em estudos numéricos, apresenta-se como parâmetro relevante para a modelagem de

processos de ruptura em rochas.

Por fim, são apresentados os conceitos relacionados à estabilidade de túneis escavados sob elevadas tensões de campo, enfatizando os mecanismos que regem a resposta frágil de maciços rochosos em ambientes de baixo confinamento.

2.1. MÉTODOS COMPUTACIONAIS EM ROCHA

Métodos numéricos podem modelar componentes físicos, fornecendo um tratamento mais rigoroso que os empíricos (Hoek et al., 2013). No entanto, os conceitos apresentados nas formulações posteriores são de suma importância para simulações em rochas, uma vez que possibilitam a representação dos processos físicos e mecânicos envolvidos no comportamento desses materiais. Além disso, permitem a análise de cenários complexos, que seriam inviáveis por meio de abordagens exclusivamente experimentais ou analíticas, contribuindo significativamente para a previsão do desempenho geomecânico em diferentes condições de carregamento e geologia.

2.1.1. MÉTODO DOS ELEMENTOS DISCRETOS

O método dos elementos discretos (MED) foi introduzido por Cundall & Strack (1979), para o estudo de rochas e solos granulares, com o objetivo modelar a interação entre partículas de forma dinâmica, considerando que o estado de equilíbrio é atingido quando as forças internas se compensam, permitindo a análise da propagação de sistemas perturbados por elementos externos ou movimentos impostos (O’Sullivan, 2011; ITASCA, 2024a).

A velocidade dessa propagação está relacionada às propriedades físicas dos sistemas discretos. Do ponto de vista numérico, o algoritmo de integração no tempo assume que as velocidades e acelerações permanecem constantes dentro de cada intervalo. O esquema de solução é semelhante aos métodos explícitos de diferenças finitas empregados em análises contínuas (ITASCA, 2024a). No entanto, o passo de tempo deve ser suficientemente pequeno para garantir que, durante o intervalo, nenhuma partícula seja perturbada além de seus vizinhos imediatos (O’Sullivan, 2011).

No ciclo de cálculo, a segunda lei de Newton determina o movimento das partículas em função das forças atuantes, enquanto a relação força-deslocamento é empregada para calcular as forças de contato. As deformações são pequenas em comparação ao comportamento aproximado de corpos rígidos que o conjunto de partículas exhibe. Ainda que a modelagem do comportamento

individual seja complexa, o uso de partículas esféricas permite uma aproximação confiável do comportamento global.

A Figura 2.1 apresenta uma visão simplificada desse ciclo.

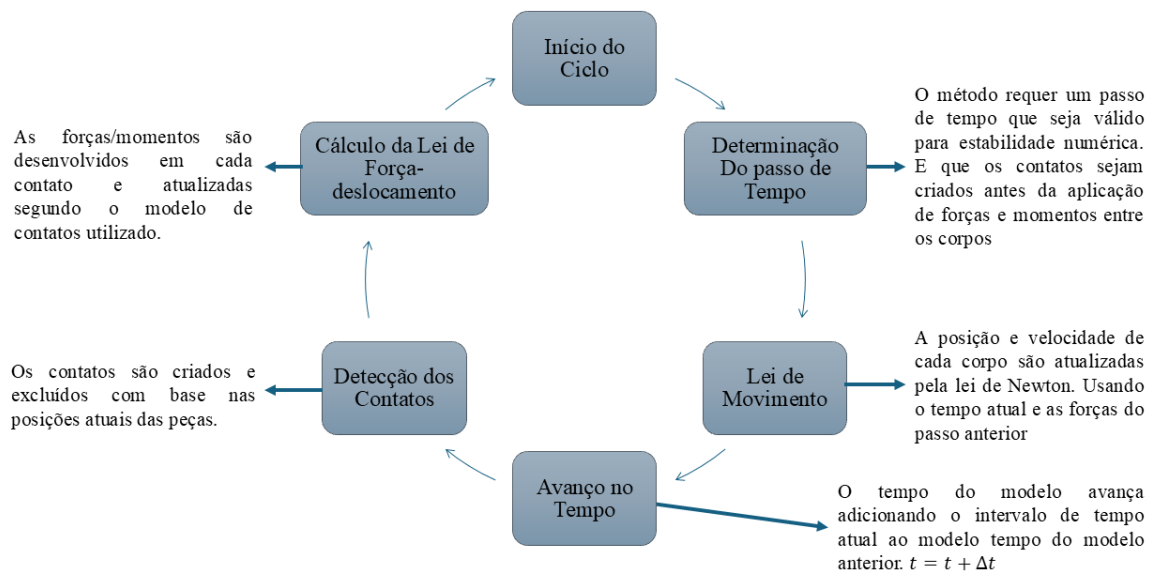


Figura 2.1 - Sequência de operações primárias que ocorrem durante cada ciclo, denominada sequência do ciclo. Adaptado de site do PFC (ITASCA, 2024a).

Esse processo de movimentação das partículas possibilita a sobreposição nos pontos de contato. Esse fenômeno representa a deformação local entre partículas e está diretamente relacionado à geração das forças de contato. Cundall & Strack (1979) descreveram o procedimento de cálculo das forças e deslocamentos conforme a seguinte lógica: se dois discos forem comprimidos entre um par de paredes rígidas que se movem uma em direção à outra, com velocidade constante, inicialmente, no tempo t_0 (conforme a Figura 2.2), não haverá forças de contato entre os discos e as paredes. Após um intervalo de tempo Δt , as paredes se deslocam uma determinada distância, calculada pelo produto da velocidade conhecida pelo intervalo Δt .

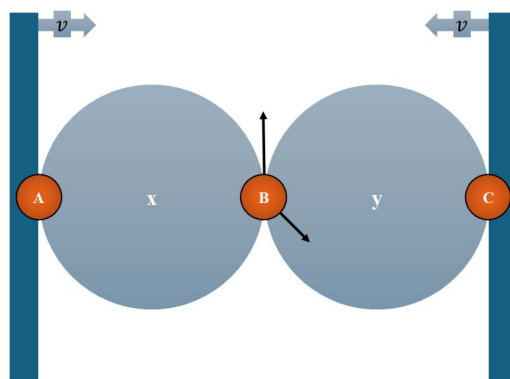


Figura 2.2 - Dois discos comprimidos entre paredes rígidas no t_0 .

Nesse intervalo, não ocorre alteração nas posições dos discos entre t_0 e $t_0 + \Delta t$. Quando o tempo atinge $t_0 + \Delta t$, surgem sobreposições nos contatos A e C, de magnitude $(\Delta n)_{t_1}$. A partir desse instante, a lei força-deslocamento permite calcular as forças normais de contato, como descrito a seguir:

$$\Delta F_n = k_n (\Delta n)_{t_1} = k_n v \Delta t \quad \text{Equação 2.1}$$

onde k_n é a rigidez normal, ΔF_n é o incremento da força normal no passo de tempo, v é a velocidade relativa de aproximação entre as partículas, e Δt é o intervalo de tempo.

A partir das forças de contato determinadas, é possível calcular as acelerações, conhecendo-se a massa das partículas. Esses valores são considerados constantes entre os passos de tempo $t_1 = t_0 + \Delta t$ (conforme Figura 2.3a) e $t_2 = t_0 + 2\Delta t$ (conforme Figura 2.3b), possibilitando a integração para obtenção das velocidades e, posteriormente, dos deslocamentos relativos nos pontos de contato A, B e C no instante t_2 .

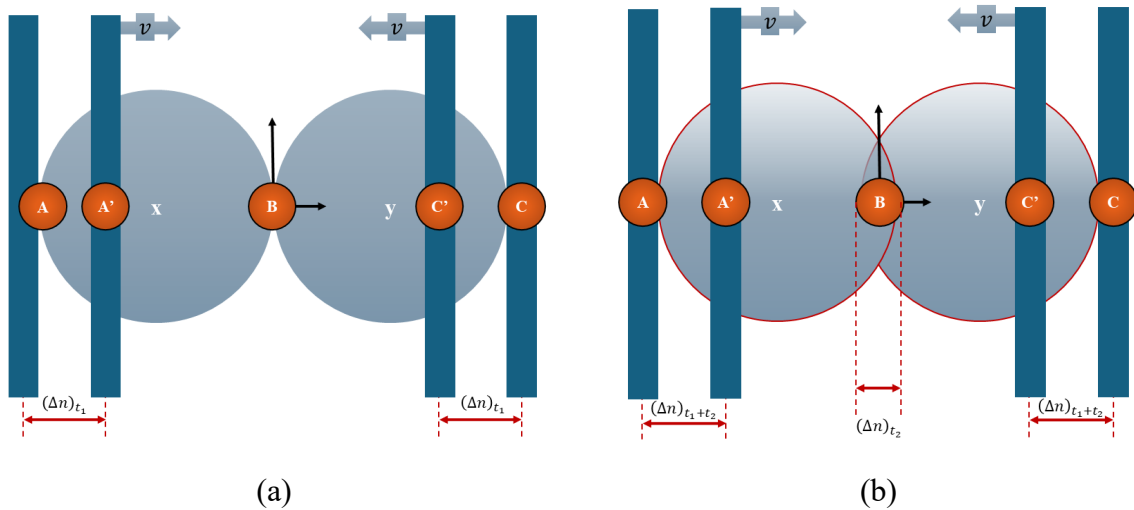


Figura 2.3 - Dois discos comprimidos entre paredes rígidas (as sobreposições estão exageradas); (a) $t_1 = t_0 + \Delta t$ e (b) $t_2 = t_0 + 2\Delta t$.

Os deslocamentos relativos entre os pontos de contato e as superfícies das paredes fixas servem de base para o cálculo das forças de contato pela lei força-deslocamento. Essa analogia facilita a compreensão de que, entre os incrementos de tempo, as acelerações podem ser assumidas constantes, permitindo sua integração para determinar as velocidades e, consequentemente, os deslocamentos subsequentes.

Desse modo, o ciclo de cálculo é repetido: os deslocamentos relativos são calculados com base na lei força-deslocamento, e a soma das forças que atuam sobre cada partícula é aplicada na

segunda lei de Newton para determinar os novos deslocamentos. Ao expandir o exemplo para múltiplas partículas, a lei força-deslocamento é aplicada individualmente em cada contato, e a soma vetorial das forças de contato fornece a resultante sobre cada partícula. A partir disso, as acelerações são calculadas pela aplicação da segunda lei de Newton.

O’Sullivan (2011) apresenta um esquema que ilustra o funcionamento dessa analogia, conforme mostrado na Figura 2.4.

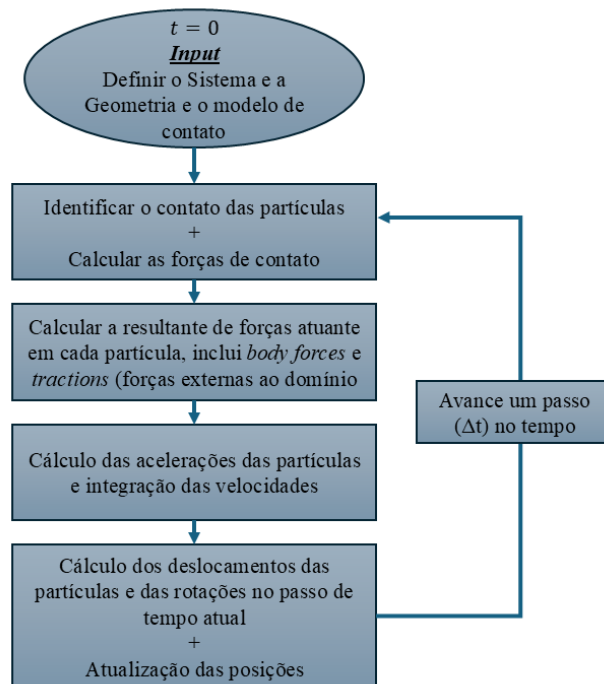


Figura 2.4 - Diagrama esquemático da sequência de cálculos em uma simulação do MED. Adaptado de O’Sullivan (2011).

Compreendida a dinâmica de movimentação e propagação de forças entre partículas, torna-se necessário caracterizar como se dá o contato entre elas em nível microscópico.

Considera-se que os corpos podem interagir a qualquer momento. O cálculo das forças de contato, ou das reações entre as partículas, é iniciado apenas quando estas efetivamente colidem, processo denominado detecção de contatos. O desenvolvimento dessa etapa exige algoritmos eficientes, capazes de identificar não só as partículas em contato, como aquelas com potencial de interação iminente. Nessa fase, as propriedades geométricas dos corpos assumem papel fundamental para a acurácia das simulações.

Em seguida, realiza-se a resolução dos contatos, que envolve o cálculo da geometria e da cinemática da interação. Um modelo constitutivo de contato é então aplicado para determinar

as forças atuantes. A descrição dessas interações é complexa, pois, em escala subparticular, as superfícies das partículas apresentam irregularidades que deformam e cedem, promovendo o contato em pequenas áreas. Como simplificação, modelos comuns assumem superfícies lisas e consideram um ponto único (O’Sullivan, 2011). As deformações locais e tensões não uniformes são representadas pela sobreposição geométrica entre os corpos.

Geralmente, forças interparticulares são decompostas em duas componentes ortogonais: normal (F_n) e tangencial (F_t) ao ponto de contato. Os modelos constitutivos mais comuns representam essas forças por meio de sistemas reológicos compostos de molas deslizadoras e amortecedoras. Na direção normal, o modelo evita ou limita a formação de forças de tração entre partículas; na direção tangencial, permite o movimento relativo quando a resistência friccional é superada.

Diferentemente dos modelos utilizados no Método dos Elementos Finitos (MEF), os modelos no MED são geralmente mais simples e baseados em leis físicas, pois têm como foco modelar o comportamento físico do sistema de partículas, em vez de representar o comportamento do material (ITASCA, 2024a; O’Sullivan, 2011; Potyondy, 2023). As relações força-deslocamento são desacopladas, ou seja, calculadas de forma independente nas direções normal e tangencial.

Essas forças podem gerar momentos que são transmitidos entre as partículas, responsáveis pela simulação de movimentos rotacionais. Em geral, a rotação ocorre em torno do próprio eixo de contato ou em torno da normal ao contato, sendo o eixo de aplicação dos momentos ortogonal à direção da força normal, conforme ilustrado na Figura 2.5.

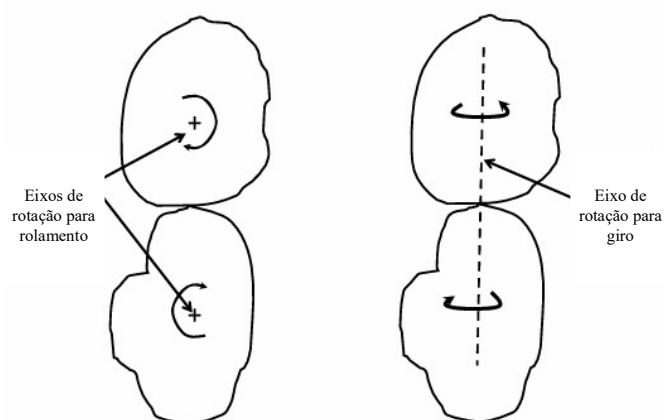


Figura 2.5 - Contatos de rolamento e giro. Adaptado de O’Sullivan (2011).

No entanto, não é comum que os modelos considerem a resistência ao rolamento nos pontos de contato, a dissipação de energia de rotação ou a resistência ao movimento rotacional. No

entanto, há exceções, como o modelo proposto por Potyondy & Cundall (2004), que inclui a resistência ao momento de flexão e ao momento de rotação, ambos dependentes da presença de cimentação entre as partículas.

A Figura 2.6 ilustra algumas características geométricas consideradas em uma simulação MED baseada no contato entre discos. O vetor normal possui a mesma orientação que o vetor que conecta os centroides das partículas. O plano de contato é perpendicular à direção normal, e as coordenadas são assumidas no ponto médio do contato. A orientação normal é representada pelo vetor $n = (n_x, n_y)$, enquanto a orientação tangencial ao contato é dada por $t = (-n_y, n_x)$. Para determinar a equação do plano de contato, considerada uma reta em duas dimensões, é necessário conhecer a normal ao contato e as coordenadas do ponto de contato.

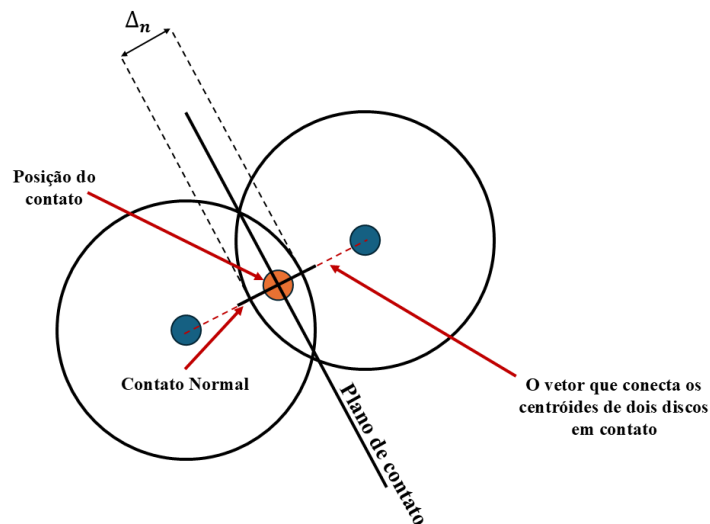


Figura 2.6 – Características geométricas dos contatos. Adaptado de O’Sullivan (2011).

Em situações de compressão, a força normal é calculada a partir da sobreposição entre as partículas, atuando para repelir as duas partículas em contato. Por outro lado, em condições de separação, as forças de tração tendem a atrair as partículas uma em direção à outra, desde que o limite de resistência à tração não seja excedido. As forças tangenciais induzem rotação e translação relativas (O’Sullivan, 2011). No caso de partículas não circulares ou não esféricas, as forças normais de contato também podem gerar momentos adicionais, contribuindo para a resistência à rotação dessas partículas.

O modelo mais simples de contato já foi apresentado na analogia anterior e é utilizado para simular a resposta de carregamentos e deformações na direção normal do contato, com uma mola elástica linear:

$$F_n = K_n(\delta_n)_{t_1} \quad \text{Equação 2.2}$$

onde K_n , é a rigidez de contato na direção normal e δ_n é a sobreposição no ponto de contato, medida na direção normal ao contato.

Nesse modelo, a rigidez é expressa em função de força por comprimento, e a força calculada atua na direção da linha que une os centros das duas partículas em contato.

No software PFC (ITASCA, 2024a), por exemplo, o usuário especifica uma rigidez para cada partícula. O modelo, entretanto, calcula as rigidezes efetivas de contato entre duas partículas para as direções normal ($K_n^{Contato}$) e de cisalhamento ($K_s^{Contato}$), segundo as expressões:

$$K_n^{Contato} = \frac{k_n^{p,A} k_n^{p,B}}{k_n^{p,A} + k_n^{p,B}} \quad \text{Equação 2.3}$$

$$K_s^{Contato} = \frac{k_s^{p,A} k_s^{p,B}}{k_s^{p,A} + k_s^{p,B}} \quad \text{Equação 2.4}$$

A necessidade de fornecer os valores de rigidez das molas impede que as propriedades macroscópicas dos materiais sejam diretamente acessadas, exigindo, por isso, processos de calibração para diferentes materiais, que podem ser demorados e complexos.

De maneira simplificada, o modelo assume partículas lisas e esféricas, o que limita sua capacidade de representar o desenvolvimento de resistência friccional a partir da interação geométrica (O'Sullivan, 2011). Para corrigir essa limitação, considera-se que a resistência friccional decorre do entrelaçamento de asperidades nas superfícies das partículas. Normalmente, as forças tangenciais são modeladas como forças de cisalhamento que atuam ao longo da superfície de contato.

Esse tipo de contato descreve tanto a resposta inicial do material antes do escorregamento quanto a resposta residual após a perda de aderência. A forma mais simples de modelar esse comportamento é utilizando um critério de ruptura do tipo Mohr-Coulomb, baseado em um coeficiente de atrito μ , que varia entre 0 e 1 (O'Sullivan, 2011). Assim, a força tangencial pode ser calculada como o produto da força normal pelo coeficiente de atrito. Quando a força tangencial calculada for menor que o valor máximo admissível, ou seja, $F_t < \mu F_n$, o contato

permanece aderido; caso contrário, ocorre a ruptura, e a força tangencial passa a atuar na direção oposta ao movimento de deslizamento. Em muitos casos, também é considerada uma parcela coesiva adicional na força tangencial (O’Sullivan, 2011).

Ao detectar um novo contato, as forças e os deslocamentos tangenciais acumulados são zerados. Enquanto o contato permanece aderido, a força de contato tangencial é proporcional ao deslocamento acumulado nessa direção, multiplicado pela rigidez da mola tangencial correspondente. O deslocamento relativo é a soma dos incrementos relativos no ponto de contato acumulados a cada passo de tempo.

A Figura 2.7 apresenta um diagrama dos modelos de força normal e tangencial utilizados no MED.

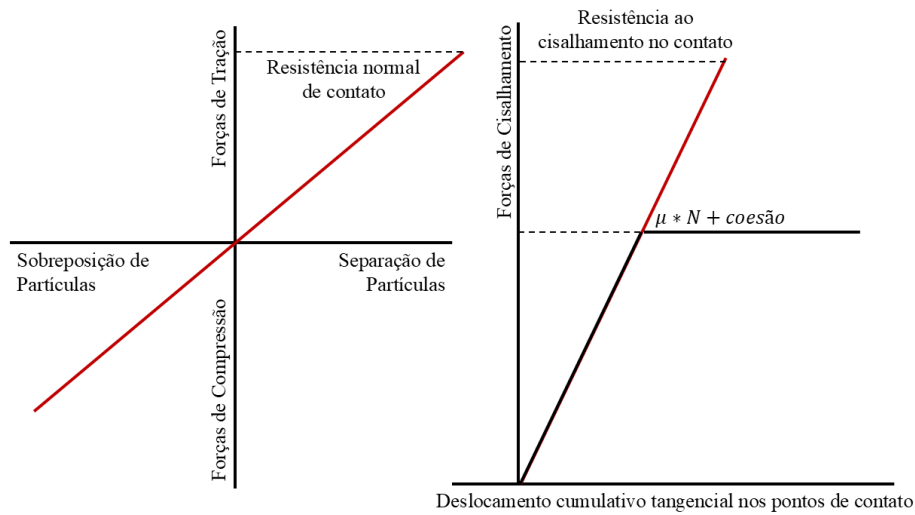


Figura 2.7 - Diagrama dos modelos de força normal e de cisalhamento no MED. Adaptado de O’Sullivan (2011).

A força de cisalhamento de contato para contatos não coesivos é expressa:

$$F_t = - \min[|\mu F_n|, F_t(\delta_t, \dot{\delta}_t)] \frac{\dot{\delta}_t}{|\dot{\delta}_t|} \quad \text{Equação 2.5}$$

onde $F_t(\delta_t, \dot{\delta}_t)$ é a força de cisalhamento pré-escorregamento, calculada de acordo com o modelo constitutivo de contato, δ_t é a deformação relativa acumulada no ponto de contato e $\dot{\delta}_t$ é a velocidade relativa ao longo da tangente de contato.

A força tangencial atua na direção oposta à velocidade de deslizamento. O cisalhamento resulta de deslocamentos tangenciais que ocorrem em taxas diferentes nos pontos de contato. Assim, a velocidade de deslizamento aparente é oposta para as duas partículas. A velocidade relativa no

ponto de contato é resultado tanto da translação dos centroides das partículas quanto de suas rotações.

A força de cisalhamento pré-escorregamento pode ser calculada:

$$F_t(\delta_t, \dot{\delta}_t) = K_t \int_{t_c^0}^t \dot{\delta}_t dt \approx \sum_{t_c^0}^t \dot{\delta}_t \Delta t \quad \text{Equação 2.6}$$

onde K_t é a rigidez tangencial, t_c^0 é o instante inicial do contato entre as duas partículas e Δt é o incremento de tempo da análise. No MED, a integral é geralmente aproximada por uma soma incremental, e eventuais erros estão relacionados ao tamanho do passo de tempo adotado.

Esse modelo baseia-se nas velocidades relativas tangenciais, que dependem das propriedades geométricas (centroides) e das velocidades rotacionais (rotação em torno dos eixos que passam pelo centro das partículas e são ortogonais ao plano de análise), além das velocidades translacionais (O’Sullivan, 2011). Em problemas tridimensionais, as velocidades rotacionais são dependentes de sistemas de coordenadas adicionais.

As forças normais também podem ser calculadas com base em deslocamentos incrementais relativos. Contudo, segundo ITASCA (2024a), o cálculo das forças normais a partir de considerações geométricas torna o código menos suscetível a problemas de arredondamento numérico.

A combinação de um sistema estruturalmente não linear com materiais que apresentam comportamento também não linear permite que o modelo evolua desse comportamento em escala microscópica para a macroscópica, devido à interação entre as partículas (Potyondy et al., 2023). Dependendo das dimensões do sistema, em 2D cada partícula possui três graus de liberdade (dois translacionais e um rotacional), enquanto em 3D cada partícula apresenta seis graus de liberdade (três translacionais e três rotacionais) (ITASCA, 2024a).

O equilíbrio do sistema é descrito como:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + K(u) = \Delta F \quad \text{Equação 2.7}$$

onde K é a matriz de rigidez global, dependente do estado atual de contato entre as partículas; M é a matriz de massa (ou de inércia, incluindo a inércia rotacional); C é a matriz de amortecimento; u é o vetor de deslocamento incremental; e ΔF é o vetor de força incremental,

que inclui também os momentos. A análise tem por objetivo obter os deslocamentos incrementais u , bem como as velocidades ($\dot{u}$) e acelerações ($\ddot{u}$) correspondentes.

A resolução da equação de equilíbrio dinâmico (Equação 2.8) para um sistema de nós pode ser realizada por métodos implícitos ou explícitos. No método implícito, a abordagem é semelhante à utilizada no método dos elementos finitos. Por outro lado, o método explícito, conforme proposto por Cundall & Strack (1979), evita a necessidade de criação e armazenamento da matriz de rigidez, (Potyondy & Cundall, 2004) implementando uma solução por diferenças finitas, em que se considera diretamente o equilíbrio dinâmico das partículas.

O equilíbrio translacional de cada partícula é expresso:

$$m_p \ddot{u}_p = \sum_{c=1}^{N_{c,p}} F_{pc}^{con} + \sum_{j=1}^{N_{n\ c,p}} F_{pj}^{non-con} + F_p^g + F_p^{app} \quad \text{Equação 2.8}$$

onde $\ddot{u}_p$ é o vetor de aceleração da partícula p ; F_{pc}^{con} são as forças de contato correspondentes ao c -ésimo contato entre a partícula p e outras partículas ($N_{c,p}$); $F_{pj}^{non-con}$ representam as forças não provenientes de contatos, atuando entre a partícula p e outras partículas ou limites ($N_{n\ c,p}$); F_p^g é a força gravitacional (de corpo); e F_p^{app} é a força aplicada externamente.

No método explícito, o amortecimento geralmente não é considerado de forma direta, pois sua contribuição já está implícita no cálculo das forças de contato. O torque gerado em cada ponto de contato está relacionado ao produto vetorial entre a força de contato e o vetor que vai do centro da partícula até o ponto de contato (O'Sullivan, 2011). O equilíbrio dinâmico rotacional para um corpo rígido é descrito como:

$$I_p \frac{d\omega_p}{dt} = \sum_{j=1}^{N_{mom}} M_{pj} \quad \text{Equação 2.9}$$

onde ω_p é o vetor de velocidade angular da partícula p e M_{pj} é o momento aplicado pelo j -ésimo contato, que transmite torque à partícula p .

Como apresentado, os contatos possuem componentes normais e tangenciais; as forças tangenciais geram momento se a linha de ação não passar pelo centroide da partícula (especialmente no caso de partículas não circulares).

Destaca-se que a velocidade angular depende do passo de tempo, uma vez que, em simulações numéricas, o tempo é discretizado e os valores são obtidos em instantes específicos. O ciclo de cálculo em cada passo de tempo segue a sequência representada na Figura 2.8.

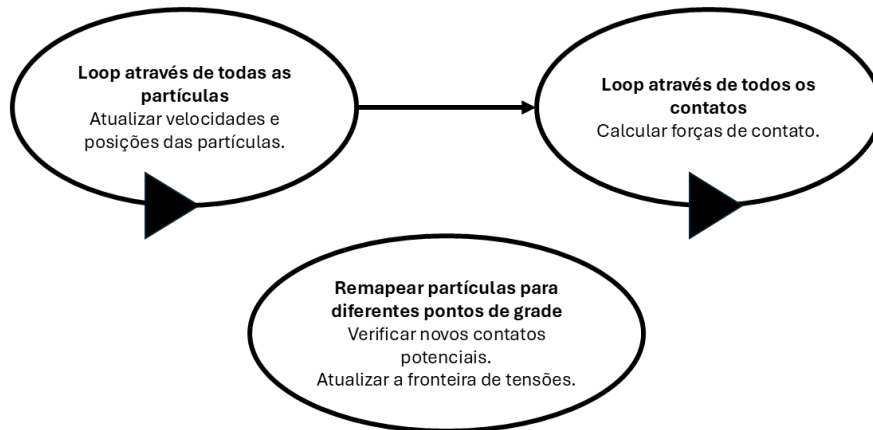


Figura 2.8 - Indicação da sequência de cálculo dentro de um passo de tempo MED. Adaptado de O'Sullivan (2011).

Como citado anteriormente, as forças resultantes permitem calcular as acelerações de cada partícula. Ao isolar o movimento translacional, aplica-se diretamente a segunda lei de Newton. Dessa forma, o modelo torna-se intrinsecamente dependente das leis físicas para a obtenção dos resultados. Com os incrementos de tempo conhecidos, é possível calcular os deslocamentos incrementais e, assim, atualizar as posições das partículas no sistema.

Em duas dimensões, os movimentos rotacionais são mais simples, pois requerem apenas um grau de liberdade. A velocidade angular calculada é utilizada para determinar a componente de força tangencial. Nesse tipo de método, o valor do incremento de tempo na simulação é um parâmetro crítico para garantir a estabilidade e a precisão do modelo (ITASCA, 2024).

Como apresentado, as forças interparticulares, os momentos e a força resultante em cada partícula podem ser determinados a partir de equações físicas e geométricas. Logo, o método baseia-se em princípios extremamente simples, configurando-se como um modelo dinâmico, mesmo quando o problema analisado é quase-estático.

Com base em Potyondy & Cundall (2004), as principais suposições que fundamentam as simulações no *Discrete Element Method* (DEM) são:

- As partículas básicas são consideradas rígidas, possuem uma inércia finita (massa e inércia rotacional) e seus movimentos podem ser descritos de forma analítica;

- As partículas podem se mover independentemente umas das outras, permitindo translações e rotações;
- Os contatos entre partículas devem ser identificados automaticamente pelo programa;
- O contato entre partículas ocorre em uma área infinitesimal, sendo que cada contato conecta duas partículas;
- As partículas se sobrepõem levemente nos pontos de contato; essa sobreposição é uma simplificação que representa a deformação real que ocorre em partículas físicas. Assume-se que a magnitude da deformação em cada partícula seja pequena;
- As forças compressivas são calculadas com base no valor da sobreposição entre as partículas;
- Nos pontos de contato, as partículas transmitem forças normais (de compressão e tração), bem como forças tangenciais, perpendiculares à direção normal do contato;
- As forças de tração são calculadas com base na separação entre partículas. Quando essa separação excede a resistência máxima à tração para aquele contato, as partículas se separam, e o contato é removido;
- O incremento de tempo adotado em uma simulação MED deve ser suficientemente pequeno para garantir a estabilidade numérica e não influenciar negativamente a precisão nos passos de tempo subsequentes;
- Agregados formados por partículas rígidas básicas podem ser utilizados para representar uma única partícula física. O movimento relativo dentro desses agregados pode resultar em deformações mensuráveis nas partículas compostas.

Convencionalmente, modelos baseados no meio contínuo são amplamente aplicados a diferentes problemas geotécnicos. A geração de malhas no método dos elementos finitos (MEF) costuma ser menos onerosa em termos de custo computacional. Além disso, a criação dos nós em geometrias complexas, embora não trivial, tende a ser menos desafiadora do que a definição das posições iniciais das partículas no domínio de análise do MED, o que geralmente demanda ciclos adicionais de cálculo.

A não linearidade intrínseca dos sistemas analisados no MED, combinada à abordagem explícita comumente empregada, permite a simulação de um número expressivo de partículas. Por outro lado, métodos baseados na continuidade devem necessariamente satisfazer os requisitos de equilíbrio, compatibilidade, comportamento constitutivo e condições de contorno.

Do ponto de vista das análises de rochas, os modelos contínuos apresentam limitações para descrever a evolução do processo de fissuramento, desde a microescala até a macroescala (Read, 2004; Potyondy et al., 2020, 2023). Dessa forma, o MED mostra-se mais adequado para simular processos progressivos de ruptura e fraturamento em materiais rochosos. Ou seja, trata-se de uma ferramenta eficaz para investigar os micromecanismos que, em conjunto, resultam nos efeitos observados em escala macroscópica (Read, 2004).

Assim, o comportamento mecânico das rochas será governado pela formação, crescimento e eventual interação das microfissuras (Potyondy & Cundall, 2004). Esse processo pode ser validado por meio de registros de emissões acústicas, que captam os sinais gerados espontaneamente pela nucleação e propagação dessas microfissuras. A Tabela 2.1 resume os dados para fins de comparação.

Tabela 2.1 – Comparação dos métodos computacionais.

Critério	Método dos elementos Finitos (MEF)	MED
Discretização	Malha de elementos (triangulares, quadrilaterais, tetraédricos etc.) para aproximar o domínio contínuo.	Conjunto de partículas (ou blocos) que interagem por contato; cada partícula tem movimento independente.
Equilíbrio	Baseada em equilíbrio global de cada elemento; utiliza graus de liberdade nos nós (deslocamentos, rotações etc.).	Equilíbrio dinâmico, dependente do passo de tempo para determinar análises quase-estáticas
Compatibilidade	Sem aparecimento de vazios e sobreposições entre os elementos; O sistema se deforma	Sem deformações nos corpos rígidos, e é permitido que o sistema tenha sobreposições
Comportamento constitutivo	A matriz constitutiva relaciona tensão e deformação dentro do material	Sem necessidades de modelos constitutivos. Necessidade de um modelo que descreva a resposta nos contatos, o que é análogo a um modelo constitutivo A resposta, no entanto é fenomenológica. A resposta em macroescala depende da resposta gerada em microescala. A não linearidade surge do sistema com a evolução de contatos entre as partículas.
Condições de contorno		As condições desempenham papéis semelhantes

2.1.2. MÉTODOS DE LATTICE

Os modelos *lattice* foram inicialmente propostos nos estudos de Hrennikoff (1941) como uma metodologia numérica para a análise de meios contínuos elásticos bidimensionais, por meio de uma malha de elementos lineares treliçados interconectados. Dentre as hipóteses fundamentais, considera-se que o meio contínuo é representado por nós interligados por elementos de mola (Rasmussen, 2019). Esses modelos permitem determinar como as forças são transmitidas e se os graus de liberdade rotacionais estão presentes ou não.

Entre os modelos *lattice* conhecidos, destaca-se o modelo MLMC (Modelo *Lattice* de Molas Clássico), cuja principal aplicação é o *upscaling*, sendo necessário resolver problemas na escala de engenharia (Hrennikoff, 1941). No entanto, esse modelo requer a calibração das propriedades microscópicas para a obtenção das propriedades em escala macroscópica, o que pode resultar em previsões superestimadas de deformações específicas (Rasmussen, 2019). Tal limitação ocorre porque a malha não considera adequadamente as dimensões das partículas na escala microscópica.

Hrennikoff (1941), em seu modelo, estabeleceu uma relação direta entre os parâmetros elásticos e os parâmetros de entrada das molas, eliminando a necessidade de calibração. Uma vantagem expressiva do modelo MLMC é sua capacidade de reproduzir a tenacidade à fratura em modo I. Nesta pesquisa, a tenacidade à fratura será analisada em função do tamanho da malha.

O coeficiente de Poisson, em alguns modelos MLMC, não é simulado para valores variados. Em contrapartida, os modelos de Born & Huang (1996) e Zhao et al. (2011) conseguem representar diferentes valores desse coeficiente, embora o modelo de Zhao et al. (2011) não permita a simulação de valores superiores a 0,25 em malhas aleatórias. O modelo proposto por Bolander & Saito (1998), por sua vez, não permite a simulação de valores de Poisson diferentes de zero. Apesar disso, esse modelo elimina a necessidade de calibração por tentativa e erro e, assim como o modelo de vigas, introduz a capacidade de simular a transmissão de momentos e forças.

Kawai (1978) desenvolveu um modelo para analisar a resposta física de estruturas submetidas a movimentos sísmicos. A concepção do modelo estrutural em estado limite considerava que a estrutura poderia ceder como um corpo rígido. Dessa forma, a estrutura foi dividida em um sistema de segmentos rígidos conectados por sistemas de molas distribuídas sobre as superfícies de contato. As redes de molas do tipo *beam-spring* permitiram ao modelo descrever o

movimento em termos de graus de liberdade rotacionais com maior efetividade.

Bolander & Saito (1998), por sua vez, buscaram modelar o campo de deformações de maneira uniforme e garantir a isotropia na propagação de fissuras, com o intuito de reduzir o viés que a malha poderia impor nesse processo. A proposição do modelo *Rigid Body Spring Network* (RBSN) introduziu a tesselação de Voronoi, particionando o material com uma malha composta por partículas rígidas conectadas por molas. A aleatoriedade dos diagramas propiciou a capacidade de uma modelagem sem vieses, mostrando aplicabilidade em análises de fraturas para materiais homogêneos e heterogêneos, além de materiais isotrópicos, principalmente na modelagem de concreto. Assim, a Figura 2.9 ilustra a introdução de diagramas de Voronoi, com distribuição aleatória, os quais foram utilizados para particionar o material em um conjunto de partículas rígidas, conectadas por uma rede de molas, em conformidade com o conceito proposto por Kawai (1978).

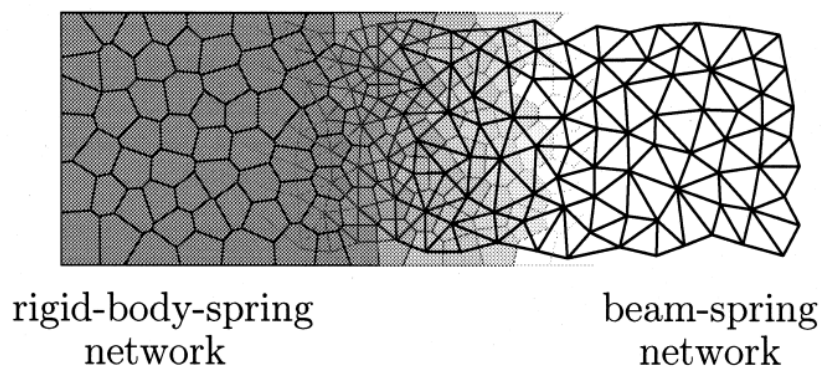


Figura 2.9 – Representação de um material homogêneo (Bolander & Saito, 1998).

O RBSN (ou RMCR) é, sem dúvida, um dos métodos mais completos em termos de representação física de fenômenos complexos.

A formulação original do modelo considerava o conjunto de partículas rígidas interconectadas ao longo de suas fronteiras por interfaces flexíveis. Duas partículas que compartilham um segmento (conforme apresentado na Figura 2.10) possuem, no ponto de interação, um conjunto de seis molas (em 2D, há dois graus de liberdade translacionais e um grau de liberdade rotacional no ponto de contato), o que permite a transferência de forças e momentos entre as células. A Figura 2.10 apresenta duas células de Voronoi i e j , em um sistema de coordenadas local n - s - t para a interface e as células no sistema global.

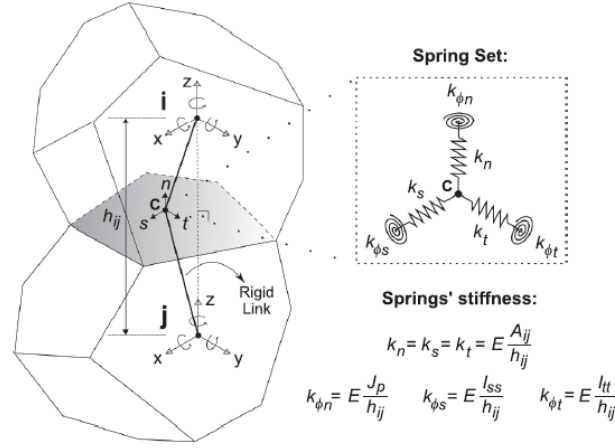


Figura 2.10 - Interface entre duas células de Voronoi conectadas, i e j, e o conjunto de seis molas elásticas lineares. E é o módulo de Young; A_{ij} é a área da interface; h_{ij} é a distância entre os núcleos das células; e J_p , I_{ss} e I_{tt} são, respectivamente, o momento de inércia polar e os dois momentos principais de inércia da interface poligonal com relação ao centróide de sua área (Rasmussen, 2021).

Os deslocamentos resultam na ativação das molas, de maneira semelhante ao processo de ativação de contatos apresentado anteriormente no DEM (*Discrete Element Method*). A modelagem dos elementos rígidos é assumida sob o conceito de pequenas deformações, permitindo calcular os deslocamentos relativos entre duas células a partir de suas propriedades geométricas e das leis de movimento.

Abaixo, apresenta-se a formulação simplificada proposta por Bolander & Saito (1998). Os deslocamentos (u , v e w), em uma posição qualquer (x , y , z) da célula i, seguem o seguinte comportamento:

$$\begin{aligned} u &= u_i + (z - z_i)\theta_{yi} - (y - y_i)\theta_{zi} \\ v &= v_i + (z - z_i)\theta_{xi} - (x - x_i)\theta_{zi} \\ w &= w_i + (y - y_i)\theta_{xi} - (x - x_i)\theta_{yi} \end{aligned} \quad \text{Equação 2.10}$$

onde (x_i, y_i, z_i) são as coordenadas de referência e $(\theta_{xi}, \theta_{yi}, \theta_{zi})$ são as rotações da célula de Voronoi i .

Uma vez conhecida a posição do centroide de uma face de contato entre as células i e j , os deslocamentos podem ser calculados com base nos deslocamentos e rotações, expressos de forma simplificada por meio da seguinte relação vetorial e matricial:

$$d = Bu_e \quad \text{Equação 2.11}$$

onde $d^T = [\delta_x, \delta_y, \delta_z, \phi_x, \phi_y, \phi_z]$ representa os deslocamentos relativos, e u_e é um vetor 12x1 de deslocamentos e rotações das células i e j . A matriz B , de ordem 6x12, relaciona as posições das células no sistema local.

A partir das relações incrementais de força e deslocamento locais, é necessário determinar as rigidezes das molas nos sentidos normal, tangencial e rotacional. Esses valores dependem da geometria da interface, da distância entre os núcleos das células e das propriedades do material. As expressões são descritas como:

$$k_s = k_t = \alpha_1 k_n = \alpha_1 \alpha_1 E \frac{A_{ij}}{h_{ij}} \quad \text{Equação 2.12}$$

$$k_{\phi n} = E \frac{J_p}{h_{ij}}, k_{\phi s} = E \frac{I_{ss}}{h_{ij}}, k_{\phi t} = E \frac{I_{tt}}{h_{ij}}$$

onde E é o modulo de Young do Material α_1 e α_2 são parâmetros de ajuste; A_{ij} é a área da interface entre duas células de voronoi i e j ; h_{ij} é a distância entre os núcleos das células de voronoi; J_p , I_{ss} e I_{tt} são os momentos polar e dois momentos principais momentos de inércia.

A proposição inicial de Bolander & Saito (1998) sugeria que o coeficiente de Poisson deveria ser igual a zero para que o modelo se comportasse de maneira homogênea. Quando α_1 e α_2 são iguais a 1, o coeficiente de Poisson resulta em zero, e o modelo apresenta um comportamento elástico e homogêneo. Essa limitação foi superada por Asahina et al. (2015) para modelos 2D, e por Asahina et al. (2017) para modelos 3D, com a proposta de introdução de tensões fictícias.

Nessa abordagem, o coeficiente de Poisson é obtido por meio da aplicação de forças fictícias nos conjuntos de molas, calculadas com base no tensor de tensões simétrico de cada célula de Voronoi. As forças são determinadas e aplicadas a cada passo de tempo, conforme o procedimento descrito por Asahina et al. (2017).

O procedimento consiste nas seguintes etapas apresentadas em Rasmussen et al. (2018):

- Etapa 1: Os parâmetros elásticos α_1 e α_2 são inicialmente adotados iguais a um, simulando o coeficiente de Poisson igual a zero e assumindo comportamento elástico homogêneo. As tensões principais σ_1 , σ_2 e σ_3 são calculadas em cada célula de Voronoi com base na equação de Love-Weber.

- Etapa 2: As tensões fictícias são calculadas assumindo um coeficiente de Poisson prescrito.
- Etapa 3: As tensões fictícias são aplicadas em cada célula de Voronoi por meio de um vetor de tração em cada face de contato. Para uma face m na célula i , essas forças geram deslocamentos adicionais e uma redistribuição das tensões a cada passo de tempo. O processo é repetido até o final da simulação.

Além disso, Bolander & Saito (1998) apresentou detalhes sobre a capacidade do modelo em simular o processo de fraturamento. Concluiu-se que os vieses nas trajetórias das fissuras são reduzidos quando as malhas são aleatórias e as distribuições regulares (como exemplificado pela Figura 2.11), o que maximiza a isotropia do modelo com relação à probabilidade de propagação da trinca. Essa condição é descrita como:

$$\hat{n} = \frac{0.68ab}{d_{min}^2} \quad \text{Equação 2.13}$$

onde a e b são as dimensões do modelo e d_{min} a distância mínima entre 2 núcleos; $\hat{n}$ seria o número máximo de células que poderia ser organizada de maneira aleatória no modelo.

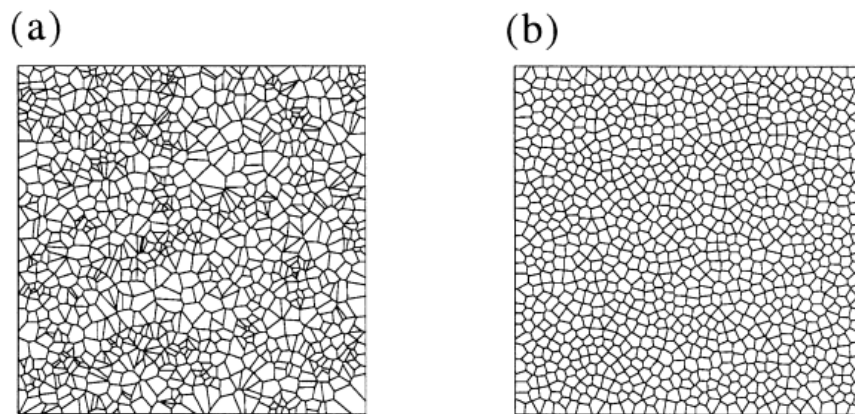


Figura 2.11 - Diagramas de Voronoi baseados em diferentes estratégias de malha: (a) número de células $\ll \hat{n}$ e (b) número de células $\approx \hat{n}$ (Bolander & Saito, 1998).

Posteriormente, Yip et al. (2005) propôs a geração de malhas com base na distribuição de pontos nodais a partir de um gerador de números aleatórios. A saturação do domínio ocorre conforme a definição de um d_{min} , induzindo uma distribuição de pontos com certa uniformidade.

2.2. MODELOS DE CONTATO

Os métodos discretos impõem o comportamento particulado por meio de modelos de contato, fornecendo uma relação força-deslocamento ou momento-rotação. Ao fornecer características (arranjo, forma e tamanho das partículas) ou propriedades às partículas ou contatos, gera-se uma resposta constitutiva emergente ao modelo (Potyondy et al., 2025).

Segundo Potyondy et al. (2025), os modelos microestruturais (podendo ser interpretado como a capacidade de reproduzir a microestrutura em escala de grãos) podem ser classificados como:

- Elementos maiores que os grãos reais, usados para simular o comportamento macroscópico do maciço, sem representar diretamente a microestrutura (próximo dos modelos clássicos em elementos discretos);
- Elementos com tamanho equivalente aos grãos reais, permitindo a simulação de micromecanismos de ruptura na escala dos grãos;
- Aglomerados de elementos representando grãos, usados para modelar a fragmentação dos grãos e a heterogeneidade do material em uma escala intermediária.

Os modelos possíveis de serem utilizados em modelagens discretas são definidos pela relação entre o tipo de partícula selecionado pelo usuário. Os BBMs (*Bonded-Block Models* ou modelo de blocos colados) consistem em malhas com elementos elastoplásticos, inquebráveis (tetraedros ou células de Voronoi), unidos por interfaces entre os blocos. Uma ligação se rompe quando as tensões suportadas excedem os valores de resistência do material (Potyondy et al., 2025).

O comportamento mecânico continua a ser governado pelo DEM, com uma tentativa de imitar a microestrutura dos materiais por meio de blocos angulares, intertravados e elastoplásticos, com interfaces que podem sofrer danos parciais. Após a ruptura, o comportamento ainda pode ser de intertravamento devido à superfície angular.

O modelo de partículas coladas (BPMs) consiste em um arranjo compactado, mas não perfeitamente intertravado, de partículas rígidas e inquebráveis, unidas por ligações nas interfaces (Potyondy et al., 2025). Quando a tensão suportada pelas ligações é excedida, o comportamento é definido pelo tipo de modelo de contato utilizado. O modelo mais simples é o de ligação pontual, que representa uma interface infinitesimal, linear e elástica, imitando a

microestrutura de uma partícula soldada pontualmente, proposta por Cundall & Strack (1979). Esse tipo de modelagem foi apresentado na seção 2.1.1.

O modelo de ligação paralela foi implementado por Potyondy & Cundall (2004), os quais propuseram um modelo de contato que permite simular o processo de cimentação entre partículas, incorporando resistência à tração na direção normal e coesão na direção tangencial, diferentemente do modelo linear de molas anteriormente apresentado. Após a ruptura da ligação, a interface é removida junto com as forças e momentos que transmitia, de modo que a interface deixa de resistir a momento. A Figura 2.12 apresenta comportamento do modelo de contato linear paralelo.

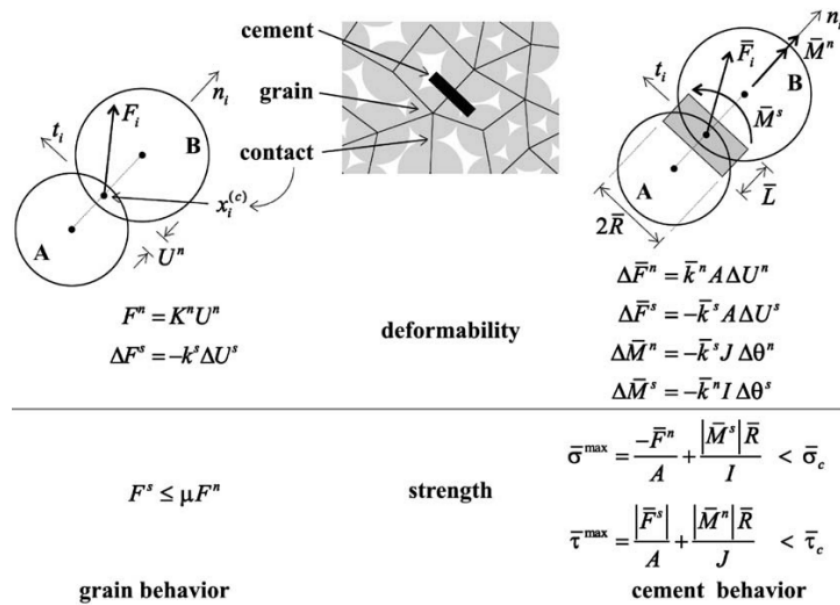


Figura 2.12 -Comportamento força–deslocamento do sistema grão–cimento (Potyondy & Cundall, 2004).

O modelo de contato paralelo destaca-se pela sua capacidade de reproduzir o comportamento de rochas frágeis (Potyondy & Cundall, 2004; Wang & Tonon, 2009; Potyondy, 2015; Xu et al., 2020), bem como de simular a corrosão induzida por tensões em rochas silicáticas (Potyondy, 2017).

Dentre as limitações citadas (Potyondy & Cundall, 2004; Cho et al., 2007; Jiang et al., 2015) destacam-se:

- Uma razão irrealisticamente baixa entre resistência à compressão uniaxial e à tração;
- Uma envoltória de resistência linear;

- Um ângulo de atrito excessivamente baixo devido à envoltória linear.

Alguns autores indicam que os problemas do modelo decorrem de suposições microestruturais simplificadas (Cho et al., 2007; Wu & Xu, 2016; Bahaaddini & Rahimi, 2018; Liu et al., 2020; Potyondy et al., 2025), como o uso de partículas esféricas na proposta original, o que limita a capacidade de capturar o intertravamento geométrico decorrente da forma, reduzindo a mobilização da resistência friccional (Bahrani et al., 2011; Potyondy, 2010).

Como tentativa de superar essas limitações, as principais abordagens consistem em aprimorar o modelo de contato ou aumentar o intertravamento entre partículas. Jiang et al. (2015) aprimoraram o modelo para representar forças e momentos após a ruptura, com parâmetros que limitam o esforço cortante, torção e flexão.

Como alternativa ao modelo de contato paralelo, o modelo de junta plana (*flat joint*) representa uma interface de área finita (não nula), linear e elástica, ligada ou friccional, que pode sofrer dano parcial (já que é composta por elementos ligados que se rompem de forma independente) (Potyondy, 2012; Wu & Xu, 2016; ITASCA, 2023a; Potyondy et al., 2025). Mesmo após a ruptura de todos os elementos ligados da interface, esta continua a resistir a momento. A Figura 2.13 apresenta o contato *flat-joint* (à esquerda) e o material com juntas planas (à direita), utilizados na modelagem de fraturas em rochas.

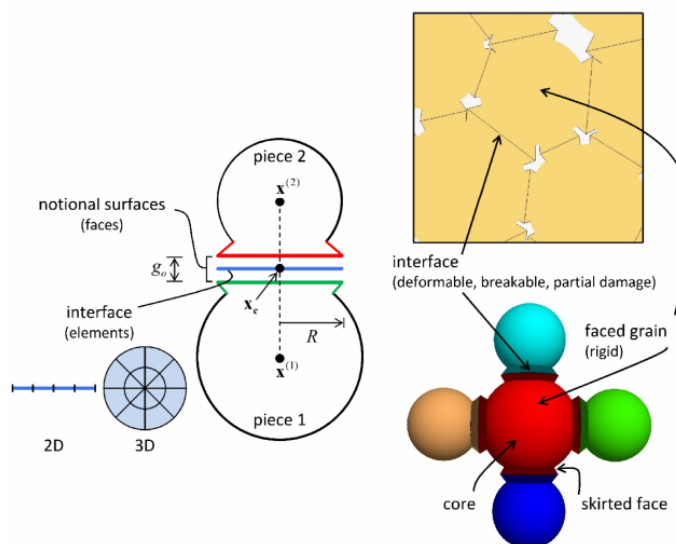


Figura 2.13 - Contato *flat-joint* (à esquerda) e material com juntas planas (à direita) (ITASCA, 2023a).

O material com juntas planas imita a microestrutura de partículas rígidas, angulares e intertravadas, com interfaces que podem sofrer dano parcial, permitindo que as partículas

permaneçam intertravadas mesmo após a ruptura de todas as ligações ao longo do contorno das partículas. A abordagem torna os grãos capazes de incluir trincas ou lacunas, viabilizando a simulação da microestrutura e da resposta mecânica (Potyondy, 2017).

O modelo demonstrou sucesso em simulações em escala laboratorial (Wu & Xu, 2016; Potyondy, 2017; Vallejos et al., 2017; Bahaaddini et al., 2021; Bai et al., 2022), porém mostrou-se incapaz de simular a ruptura por *spalling* em escala de campo (Potyondy et al., 2020; Potyondy & Ivars, 2020).

Segundo Sun et al. (2024), os parâmetros utilizados no modelo para expressar as propriedades macroscópicas foram obtidos após um processo de tentativa e erro. Os parâmetros de entrada controlam diferentes características; entre elas, os modelos de contato podem representar rupturas frágeis ou dúcteis, dependendo da escolha da razão c_b/σ_t . A razão entre σ_{ucs}/σ_t é satisfeita pela variação de c_b/σ_t . O módulo de elasticidade efetivo E_c e a razão entre as rigidezes normal e de cisalhamento, tanto das partículas quanto das ligações (k_n/k_s), estão relacionadas ao módulo de Young.

Na literatura, outro modelo que surge é o *Soft Bond Model* (SBM), que é capaz de reproduzir o dano progressivo em rochas. O SBM mostrou-se capaz de reproduzir resultados de perda de resistência frágil em escala de laboratório (Gao & Meguid, 2022), o comportamento e os componentes do modelo são apresentados na Figura 2.14. Bai et al. (2024) estudou a influência da forma das partículas no modelo *Soft Bond* para estudos de fraturamento em rocha frágil, obtendo excelentes resultados na representação do comportamento em escala de laboratório. No entanto, o modelo depende de uma calibração micromecânica extensa.

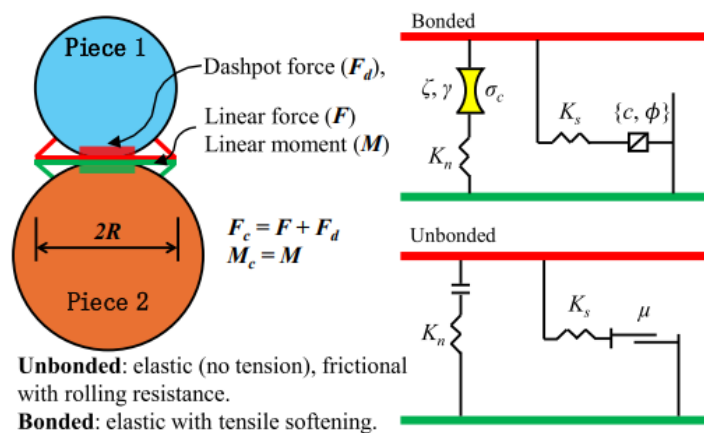


Figura 2.14 - Comportamento e componentes reológicos do modelo *soft bond* com multiplicadores de atrito nulos e amortecedores inativos (Bai et al., 2024).

Os BBMs, citados anteriormente, foram indicados como solução para superar os problemas de ângulos de atrito na envoltória de resistência (Potyondy & Cundall, 2004). A visão de que representar a microestrutura seria o mais adequado vem desde os estudos de Martin (1997), que identificou a necessidade de modelos que representem a escala de grãos para simular o entalhe da ruptura por *spalling*. Esses artigos não citam como relevantes para o processo de fraturamento propriedades como a tenacidade à fratura, com exceção de um tópico discutido no artigo de Potyondy & Cundall (2004).

A maior parte das tentativas de modelagem do comportamento de rochas frágeis tenta reproduzir, pelas propriedades microscópicas, o comportamento tensão-deformação da mesma rocha em escala macroscópica, em um volume representativo do material. No entanto, não se pode garantir que o material reproduz as propriedades elásticas de forma isotrópica e homogênea, ou que reproduz a heterogeneidade desses materiais de forma controlada (Mayer & Stead, 2017).

O modelo de partículas agrupadas (*Clumped Particle Model*), proposto por Cho et. al. (2007), buscou aumentar o intertravamento entre minerais, agrupando partículas esféricas próximas para representar grãos maiores e suas irregularidades, como apresentado na Figura 2.15.

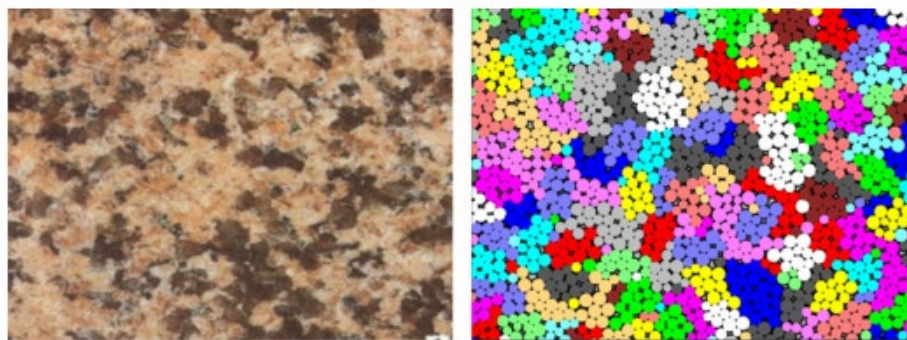


Figura 2.15 - Partículas agrupadas para a modelagem de formas irregulares de grãos em rochas frágeis (Cho et al., 2007).

Outra forma de superar esse problema foi o *Grain-Based Model* (GBM), como apresentado na Figura 2.16 (Lan et al., 2010; Potyondy, 2010), que buscou representar partículas com formas circulares/esféricas ou tesselações de partículas poligonais ou triangulares. No PFC, os modelos BBMs foram incorporados a partir da versão 6 do programa (ITASCA, 2023c; Bai et al., 2024). Segundo Bai et al. (2024), os modelos que utilizam partículas GBM são mais complexos, exigindo a calibração de um número maior de microparâmetros, como os parâmetros dos minerais e de suas interfaces.

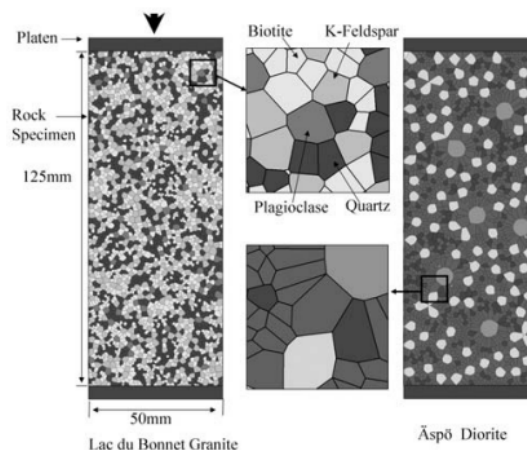


Figura 2.16 - Layout para um ensaio de compressão não confinada em uma amostra de granito *Lac du Bonnet* e Aspo Diorito, utilizando o modelo GBM-UDEC. As diferentes tonalidades de cinza indicam o grau de resistência dos grãos minerais; grãos com maior resistência apresentam coloração mais escura (Lan et al., 2010).

O modelo de contato *Hybrid Lattice/Discrete Element Method (Spring Network Model)* não será apresentado nesta seção de revisão de literatura, sendo abordado na próxima seção com mais detalhes.

A Tabela 2.2 apresenta diferentes modelos de contato descritos na literatura.

Tabela 2.2 – Modelos de Contato.

Nome do Modelo	Resumo do comportamento	Referência
Linear	Comportamento elástico linear, friccional e viscoso.	Cundall & Strack (1979)
Ligação de contato Linear	Modelo linear e ligação de contato para BPM.	Potyondy & Cundall (2004)
Ligação Linear Paralela	Modelo linear e ligação paralela para BPM.	Potyondy (2011)
<i>Hertz</i>	Comportamento elástico, friccional e viscoso não linear para aplicações granulares, incluindo problemas de impacto.	Mindlin & Deresiewicz (2021)
<i>Hybrid Lattice/Discrete Element Method (Spring Network Model)</i>	Implementação de rede de molas de bloco rígido que pode combinar resposta elástica colada com amolecimento e enfraquecimento do deslizamento.	Rasmussen (2021)
<i>Flat Joint</i>	Interface de tamanho finito, elástica linear e ligada ou friccional com dano parcial para BPM.	Potyondy (2012)

2.2.1. HYBRID LATTICE/DISCRETE ELEMENT METHOD

A abordagem corrigida do RBSN proposta por Asahina et al. (2015) não foi capaz de representar muitas das etapas envolvidas no processo de fratura de rochas frágeis. Embora o modelo tenha conseguido reproduzir o trecho elástico-linear e o valor de resistência de pico, apresentou limitações na descrição do comportamento pós-pico e nos processos de fraturamento mais complexos.

Berton & Bolander (2006) empregaram um modelo de rede irregular combinado com a abordagem de *crack band* para simular a fratura no modo I em materiais com comportamento de amolecimento. No entanto, o método mostrou-se impraticável para simulações sob regimes compressivos.

Rasmussen et al. (2018) propôs uma extensão do RBSN visando conferir-lhe a capacidade de modelar processos complexos de fraturamento sob compressão. Esse modelo incorporou a zona coesiva modificada proposta por Camanho & Dávila (2002), com o objetivo de fornecer o efeito de confinamento no amolecimento em modo II. Além disso, introduziu a representação da heterogeneidade em escala mesoscópica por meio de uma função de probabilidade associada a um coeficiente de variação e a inclusão de microfissuras pré-existentes utilizando a metodologia de redes de fratura discreta (Hamdi et al., 2015). O modelo proposto foi capaz de simular o fraturamento de rochas sob compressão com boa correspondência em escala macroscópica. No entanto, a versão estendida do RBSN permaneceu baseada na suposição de pequenas deformações.

Em um trabalho posterior, Rasmussen & Farias (2019) avaliaram a aplicabilidade do RBSN na análise de túneis em rochas duras. O aumento da complexidade desses estudos exigiu a geração de malhas conformes, capazes de respeitar as redes de fraturas discretas. A falta de conformidade pode levar a resultados imprecisos em relação às distribuições de tensões e deslocamentos. A seguir, são apresentadas algumas técnicas de malhagem que evidenciam a complexidade desse processo, que constitui atualmente uma área de pesquisa ativa.

Rasmussen & Farias (2019) propôs um novo esquema de geração de malhas, estruturado em três etapas principais: a aplicação da amostragem por discos de Poisson na primeira etapa; a otimização da malha por meio dos métodos de Merland et al. (2014) e do método baseado em forças de Persson & Strang (2004) na segunda etapa; e a formulação do modelo de junta suave na terceira etapa. Esse esquema demonstrou a viabilidade de gerar malhas compostas por

células de Voronoi aleatoriamente posicionadas, reduzindo o viés nas trajetórias de fraturas. Além disso, permitiu a geração de malhas mais bem adaptadas às geometrias dos modelos e eliminou zonas com células excessivamente pequenas, que poderiam impactar negativamente o passo de tempo crítico. A Tabela 2.3 apresenta um resumo comparativo entre diferentes métodos de geração de células de Voronoi, destacando suas características principais, bem como as respectivas vantagens e limitações.

Tabela 2.3 – Métodos para Geração de Malhas Voronoi Conformes.

Referência	Método	Descrição	Vantagens	Desvantagens
Yip et al. (2005)	Espelhamento de sementes	Malhas conformes espelhando sementes em ambos os lados das características geométricas.	Simples de implementar.	Não funciona com geometrias complexas.
Branets et al. (2009)	Círculos e interseções de sementes	Utiliza malhas de Delaunay para gerar círculos e sementes de Voronoi a partir das interseções.	Eficaz em 2D.	Não estendido para 3D.
Yan et al. (2013)	Corte das células de Voronoi	Conformidade cortando as células de Voronoi.	Robusto.	Alteração da geometria das células, podendo criar células côncavas.
Asahina et al. (2014)	Malhas aleatórias com tamanhos escolhidos	Usa malhas aleatórias com tamanhos de células selecionados para representar características geométricas.	Intuitivo.	Introduz erros nos cálculos dos campos de tensão e deslocamento.
Merland et al. (2014)	Otimização baseada em gradiente íngreme adaptativo	Processos de otimização para gerar malhas em 3D.	Capaz de lidar com modelos 3D.	Não obtém malhas perfeitamente conformes.

Os estudos subsequentes evidenciaram a necessidade de incluir a suposição de grandes deslocamentos entre as vantagens do RBSN, a fim de corrigir sua formulação numérica simplificada (Rasmussen, 2021). O método dos elementos discretos (MED) se mostrou uma ferramenta adequada nesse sentido, pois integra explicitamente as leis de movimento de Newton para elementos rígidos, permitindo a consideração de grandes deslocamentos e rotações. Contudo, uma desvantagem do MED reside na geração de malhas com heterogeneidades espúrias nas propriedades de deformabilidade e resistência (Mayer & Stead, 2017). Além disso, o MED geralmente requer um processo de calibração por tentativa e erro para alcançar o comportamento macroscópico desejado. Mayer & Stead (2017), demonstraram que o uso de malhas estocásticas no MED pode ser considerado problemático, pois gera

heterogeneidades espúrias que pode introduzir incertezas adicionais nos resultados dos modelos, mesmo sob um processo de calibração mais cuidadoso.

Essa limitação foi superada pelos métodos *lattice*, propostos inicialmente por Kawai (1978) e posteriormente aprimorados por Bolander & Saito (1998). Rasmussen (2021) propôs combinar o MED com o RBSN, originando o método híbrido de rede/elemento discreto (*Hybrid LDEM*). Essa abordagem integrou as vantagens de ambas as metodologias, utilizando um esquema de solução explícita, permitindo grandes deslocamentos e rotações, além da detecção de contatos. O RBSN conferiu ao modelo um comportamento elasticamente homogêneo; além disso, permitiu a introdução controlada de heterogeneidades de material, sem a presença das heterogeneidades espúrias associadas a modelos de contatos anteriores com malha aleatória.

O *Hybrid LDEM* permite aos usuários gerarem materiais com propriedades elásticas totalmente homogêneas a partir de parâmetros microscópicos que são reproduzidos diretamente pelo modelo. Alternativamente, também possibilita a geração de materiais heterogêneos através da distribuição de probabilidade de Weibull, introduzindo variações nos parâmetros de resistência e deformabilidade e eliminando a necessidade de calibração por tentativa e erro.

Rasmussen (2021) aplicou o *Hybrid LDEM* em estudos com treze tipos de rochas, incluindo ígneas, metamórficas e sedimentares. Os resultados para materiais homogêneos apresentaram boas correspondências com o comportamento macroscópico esperado, incluindo módulo de Young, coeficiente de Poisson, resistência à tração direta e resistência à compressão confinada e não confinada. Nessa abordagem, o material manteve comportamento linear e frágil, sem formação de características não lineares. Por outro lado, a suposição de heterogeneidade proporcionou respostas adicionais, como a tensão de iniciação de fissuras e o dano por fissuração.

As limitações iniciais do *Hybrid LDEM* incluem o fato de que as células de Voronoi são tratadas como elementos rígidos e inquebráveis, superado pela publicação de Rasmussen (2022) e expandido para o PFC, por Potyondy et. al. (2025), a fase de fechamento das fissuras antes do comportamento elástico-linear sob compressão não é representada, as malhas adotadas são baseadas em distribuições uniformes de pontos nodais, o que não permite representar adequadamente o padrão cristalino mineral de rochas foliadas, e modelos tridimensionais são necessários para simular com precisão a falha de rochas em geral.

O funcionamento do *Hybrid LDEM* como modelo de contato é relativamente simples. Durante as simulações, as posições e rotações espaciais das células de Voronoi são atualizadas seguindo o esquema usual de integração explícita no tempo do MED. Antes da ruptura, as interações intactas entre as células conectadas são representadas por um conjunto de seis molas lineares-elásticas, típicas do RBSN (três molas translacionais e três rotacionais). As molas lineares transmitem forças normais e de cisalhamento, enquanto as rotacionais transmitem momentos de torção e flexão. Quando ocorre a ruptura, o conjunto de molas é removido, e as faces de Voronoi formadas são verificadas quanto ao contato com outras células ao longo da simulação.

A correção do coeficiente de Poisson segue a metodologia de tensões fictícias proposta por Asahina et al. (2015), já discutida anteriormente. Posteriormente, a abordagem de discos de Poisson (Bolander & Saito, 1998) é utilizada para gerar um número adequado de nós, a partir dos quais são construídas as células de Voronoi. A correção das forças fictícias depende de uma estimativa do estado de tensões dentro de cada bloco rígido. O PFC utiliza a abordagem de Christoffersen et al. (1981), segundo a qual a soma dos produtos externos entre as forças de contato e os vetores de ligação é usada para calcular as tensões internas de um bloco rígido.

Os critérios de falha do modelo foram adaptados para verificar a ruptura com base em forças e momentos, como ocorre nos modelos de contato do MED. Para falhas por tração, as forças e momentos são utilizados para calcular a tensão máxima de tração:

$$\sigma_n^{max} = \frac{-F_n}{A_{ij}} + \frac{\sqrt{M_s^2 + M_t^2} R_{disco}}{I_{disco}} \quad \text{Equação 2.14}$$

onde σ_n^{max} a tensão normal máxima, F_n é a força normal da mola (positiva para compressão e negativa para tração), A_{ij} é a área da faceta de Voronoi, M_s e M_t são os momentos de flexão paralelos à faceta, R_{disco} é o raio de um disco com área igual a A_{ij} e I_{disco} é o momento de inércia desse disco.

Para falhas por cisalhamento, considera-se a força de cisalhamento e o momento de torção no cálculo da tensão máxima de cisalhamento:

$$\tau_s^{max} = \frac{|M_n| R_{disco}}{J_{disco}} + \frac{\sqrt{F_s^2 + F_t^2} R_{disco}}{A_{ij}} \quad \text{Equação 2.15}$$

onde τ_s^{max} a tensão máxima de cisalhamento, F_s e F_t são as forças de cisalhamento aplicadas

pelas molas lineares, M_n é o momento de torção aplicado pela mola rotacional normal à faceta e J_{disco} é o momento polar de inércia do disco.

O critério de resistência à tração é verificado para interfaces intactas, ocorrendo falha sempre que a tensão de tração calculada excede a resistência à tração microscópica definida para o material.

O ciclo de cálculo do *Hybrid LDEM* permanece inalterado em relação ao MED, sendo o RBSN aplicado como modelo de contato. O deslizamento friccional ocorre sempre que a seguinte condição é satisfeita:

$$\tau_s \geq \sigma_n \tan \phi_r \quad \text{Equação 2.16}$$

onde τ_s é a tensão de cisalhamento aplicada, σ_n é a tensão normal aplicada e ϕ_r é o ângulo de fricção residual microscópico.

Durante o cálculo das forças e momentos no centróide das células de Voronoi, forças e momentos de amortecimento são aplicados para impor uma condição quase-estática às simulações. Adota-se o esquema de amortecimento local não viscoso proposto por Potyondy & Cundall (2004), definido pelas expressões apresentadas:

$$\begin{aligned} F^d &= -\alpha |F| \text{sign}(V) \\ M^d &= -\alpha |M| \text{sign}(\omega) \end{aligned} \quad \text{Equação 2.17}$$

onde α é o fator de amortecimento, F é a força não equilibrada na célula de Voronoi, F é o momento não equilibrado, $\text{sign}(V)$ e $\text{sign}(\omega)$ são os sinais da velocidade translacional e rotacional, respectivamente.

2.2.2. REPRESENTAÇÃO DA HETEROGENEIDADE

O uso de distribuições estatísticas em mecânica das rochas é importante para representar comportamentos não lineares complexos. Hudson & Fairhurst (1969) utilizaram distribuições de Weibull, enquanto Tang & Kaiser (1998) desenvolveram códigos para representar parâmetros de deformabilidade e resistência em modelos de elementos finitos de rochas. No *Hybrid LDEM*, a distribuição de Weibull também é adotada, definida pelos parâmetros de forma (m) e escala (x_0). O parâmetro de forma controla a dispersão dos dados, enquanto o parâmetro de escala se relaciona com o valor esperado da distribuição.

A função de distribuição acumulada de Weibull é expressa:

$$F(x) = 1 - \exp \left[- \left(\frac{x}{x_0} \right)^m \right] \quad \text{Equação 2.18}$$

O valor esperado da distribuição é apresentado:

$$\mu = x_0 \Gamma \left(1 + \frac{1}{m} \right) \quad \text{Equação 2.19}$$

onde μ é o valor esperado; e $\Gamma ()$ é a função gama.

No *Hybrid LDEM*, a distribuição de Weibull é aplicada aos parâmetros microscópicos numéricos, que podem ser compreendidos como valores médios, controlados pelo parâmetro de forma.

Os estudos de Rasmussen (2021) avaliaram o impacto do tamanho das células de Voronoi nas propriedades macroscópicas, como módulo de Young, razão de Poisson, tensões de iniciação e dano por fissuração, resistência à compressão não confinada e resistência à tração direta. A maioria dos valores convergiu para células com tamanho médio inferior ou igual a 4 cm, com exceção do módulo de Young. Os resultados mostraram certa dispersão, com exceção da tensão de dano por fissura, que diminuiu à medida que o tamanho da malha foi reduzido. A resistência à tração macroscópica não apresentou sensibilidade ao tamanho da célula, uma vez que os mecanismos de intertravamento de partículas são inexistentes. Esses mecanismos, contudo, parecem ter impacto significativo nos níveis de tensão durante a falha compressiva. Algumas conclusões sobre a influência dos parâmetros no comportamento das curvas do material heterogêneo, são apresentados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Resumo do comportamento do *Hybrid LDEM* apresentado por Rasmussen (2021).

Aspecto	Resultados Principais	Curva de Regressão	Observações Adicionais
Tamanho médio das células de Voronoi	Valores macroscópicos convergem para tamanho médio de célula ≤ 4 cm; Dispersão reduz com menor tamanho de célula; Resistência à tração insensível ao tamanho.	Não se aplica	4cm escolhido para simulações numéricas; Aumento de homogeneidade estatística com células menores.
Módulo de Young e Razão de Poisson	Razões $\frac{E_{micro}}{E_{macro}}$ e $\frac{\nu_{micro}}{\nu_{macro}}$ constantes para m fixo; Maior m aproxima ambas de 1 (maior homogeneidade).	Lei de Potência: $y = ax^b + 1$	Maior homogeneidade reduz discrepâncias entre os valores microscópicos e macroscópicos.
Resistência à Tração Direta	Razão $\frac{\sigma_t^{macro}}{\sigma_t^{micro}}$ constante para m fixo; Maior m aproxima a razão de 1.	Lei de Potência: $y = ax^b + 1$	Insensibilidade da resistência à tração ao tamanho da célula devido à ausência de mecanismos de intertravamento.
Tensão de Iniciação de Fissuras	Razão $\frac{\sigma_t^{macro}}{\sigma_{ci}}$ constante para m fixo; Razão converge para 0 com maior m (menos interações críticas de baixa resistência).	Lei de Potência: $y = ax^b$ Michaelis–Menten:	Modelos homogêneos reduzem interações críticas que afetam a tensão de iniciação de fissuras.
Tensão de dano por Fissuras	Nenhuma relação direta entre m e σ_{cd} ; Influenciada por múltiplos parâmetros (σ_t^{micro} , σ_{ci}^{micro} , m_i^{micro} e ϕ_r).	$y = \frac{ax}{b+x}$ Lei de Potência: $y = ax^b$	σ_{cd} converge para um valor máximo em altos σ_{ci}^{micro} , onde microfissuração por tração domina.

2.2.3. MOSAICO DE VORONOI

Os mosaicos de Voronoi tem a capacidade de simular de forma eficiente estruturas intactas, que podem ser representadas como quebráveis ou inquebráveis (Ghazvinian et al., 2014; Potyondy et al., 2025). Nessa técnica, uma região é preenchida com sementes aleatórias, e superfícies ou linhas são geradas de modo que a região delimitada ao redor de cada ponto semente inclua todo o espaço mais próximo desse ponto do que de qualquer outro (Ghazvinian et al., 2014). A Figura 2.17 apresenta um esquema de geração de células de Voronoi.

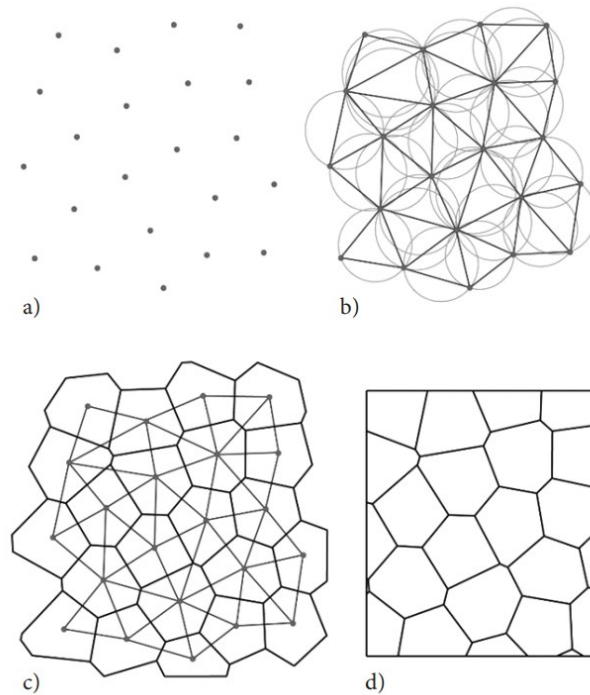


Figura 2.17 - Apresentação esquemática da lógica do gerador de tesselação de Voronoi: (a) geração aleatória de pontos controlada por número de semente, (b) geração da triangulação de Delaunay, (c) geração da tesselação de Voronoi e (d) modelo em blocos de polígonos de Voronoi (Fabjan et al., 2015).

Os contornos dos grãos na estrutura policristalina produzida pela tesselação podem ser utilizados para representar descontinuidades em rochas intactas, permitindo a evolução de danos ao longo desses contornos. Ghazvinian et al. (2014) discutiu, em seu artigo, as limitações dos modelos de contato do PFC em simular o comportamento de rochas, destacando que os parâmetros micromecânicos não conseguem representar esse comportamento de forma macroscópica. Esse problema foi superado com a implementação do *Spring Network model* (ITASCA, 2024b) e o *Subspring Network model* (Potyondy et al., 2025), que utiliza como base o modelo *hybrid LDEM*.

Kazerani & Zhao (2010) conseguiram representar o comportamento em escala de laboratório nas simulações, utilizando o UDEC para dois diferentes tipos de grãos (granitos resistentes e arenitos fracos). Lan et. al. (2010) utilizou o GBM-UDEC para representar a microestrutura de rochas frágeis, considerando a heterogeneidade geométrica, elástica e de contato na escala de grão, incorporada por meio de um mosaico de Voronoi.

O foco era representar as amostras em escala de grão e estudar o efeito da heterogeneidade no processo de geração de tensões, visando reproduzir a distribuição do tamanho dos grãos minerais e suas formas angulares associadas. Essa tentativa consiste em representar rochas intactas, que apresentam uma variedade de grãos minerais com diferentes tamanhos.

Ghazvinian et al. (2014) propôs uma abordagem para a geração de células de Voronoi em 3D para modelos com domínios convexos arbitrários no 3DEC, apresentando um modelo para a simulação de comportamentos anisotrópicos inerentes a rochas com estruturas internas complexas.

Outra vantagem das células de Voronoi é que o BPM pode subestimar a resistência à tração e a inclinação da envoltória de ruptura (Potyondy, 2015; Potyondy & Cundall, 2004). Tentativas anteriores buscaram eliminar essas limitações por meio da redução do tamanho das partículas, do refinamento das formas por meio de *clusters* ou *clumps* (Cho et al., 2007; Potyondy et al., 2025), do ajuste na distribuição de tamanhos de partículas, da redução da porosidade, e do uso do modelo granular baseado em grãos (GBM), o que não superou integralmente as limitações.

A grande vantagem é que, se os grãos forem não fraturáveis, a ruptura ocorre nas fronteiras entre os polígonos, e a lógica de contato segue a mesma do BPM, com exceção de que as ligações ocorrem nas áreas de contato entre superfícies e não em pontos de contato (Bahaaddini & Rahimi, 2018).

Posteriormente, foram superados problemas relacionados às heterogeneidades espúrias que resultam de malhas estocásticas em elementos discretos, as quais induzem possíveis incertezas à malha (Mayer & Stead, 2017).

Nesse contexto, destacam-se duas principais abordagens de discretização de malhas, estudadas por Raising et al. (2025):

- Discretização física, que busca reproduzir a microestrutura real do material (Bolander

et al., 2021), gerando oscilações de tensões que, embora reflitam aspectos reais do comportamento (Cusatis & Cedolin, 2007), podem limitar o controle de parâmetros como o coeficiente de Poisson (Eliáš, 2020);

- Discretização não física, que utiliza malhas arbitrárias, sem representação explícita da microestrutura. Essa abordagem requer correções matemáticas, como projeções de tensões, para garantir o comportamento elástico global (Asahina et al., 2015, 2017). Entretanto, ao promover uma homogeneização excessiva, perde-se a capacidade de representar adequadamente a heterogeneidade real do material (Cusatis & Cedolin, 2007);

2.3. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Durante o processo de escavação, danos e fraturas em rochas comprometem a estabilidade estrutural, podendo afetar significativamente a segurança das obras. Quando rochas intactas são submetidas a elevados níveis de tensão, a redistribuição dessas tensões torna-se um fator crítico, pois o comportamento resultante pode induzir à formação de concentrações localizadas de tensão, culminando na liberação súbita de energia. As análises e interpretações sobre o comportamento dessas estruturas baseiam-se em resultados obtidos por meio de ensaios laboratoriais.

2.3.1. ENSAIOS DE COMPRESSÃO

O ensaio de compressão uniaxial é o método mais frequentemente utilizado na mecânica das rochas para a determinação das propriedades de resistência e deformabilidade. Trata-se de um ensaio de simples execução, porém com elevada dificuldade na preparação adequada das amostras (Marques & Vargar Jr, 2022). Nesse tipo de ensaio, recomenda-se que a relação entre altura e diâmetro do corpo de prova, conforme a ISRM (2015), seja mantida entre 2,5 e 3, embora, em alguns casos, valores entre 2 e 3 também sejam sugeridos (Marques & Vargar Jr, 2022).

A resistência obtida pode ser influenciada por fatores intrínsecos, como as propriedades físicas e a textura da rocha, ou por fatores extrínsecos, como a geometria do corpo de prova, o efeito da presença de água, a velocidade de carregamento, o tipo de máquina utilizada no ensaio e as condições de contorno, incluindo o cisalhamento nas bordas. A velocidade de carregamento, por exemplo, influencia diretamente a resistência: quanto maior a velocidade, maior tende a ser

a resistência medida da rocha (Marques & Vargar Jr, 2022).

Com base no comportamento tensão-deformação de um material sob compressão uniaxial, Brace (1964) e Bieniawski (1967b) definiram cinco etapas distintas: (1) fechamento de fissuras; (2) deformação elástica linear; (3) iniciação e crescimento estável de fissuras; (4) liberação crítica de energia e crescimento instável de fissuras; e (5) comportamento de falha e pós-pico.

A Figura 2.18, mostra as evidências experimentais demonstraram que a transição entre os diferentes estágios do comportamento mecânico da rocha pode ser identificada por meio de limiares específicos de tensão, a saber: *crack closure stress* (tensão de fechamento de fissuras, σ_{cc}), *crack initiation stress* (tensão de iniciação de fissuras, σ_{ci}), *crack damage stress* (tensão de dano por fissuras, σ_{cd}) e *uniaxial compressive strength* – UCS (resistência à compressão uniaxial, σ_{UCS}).

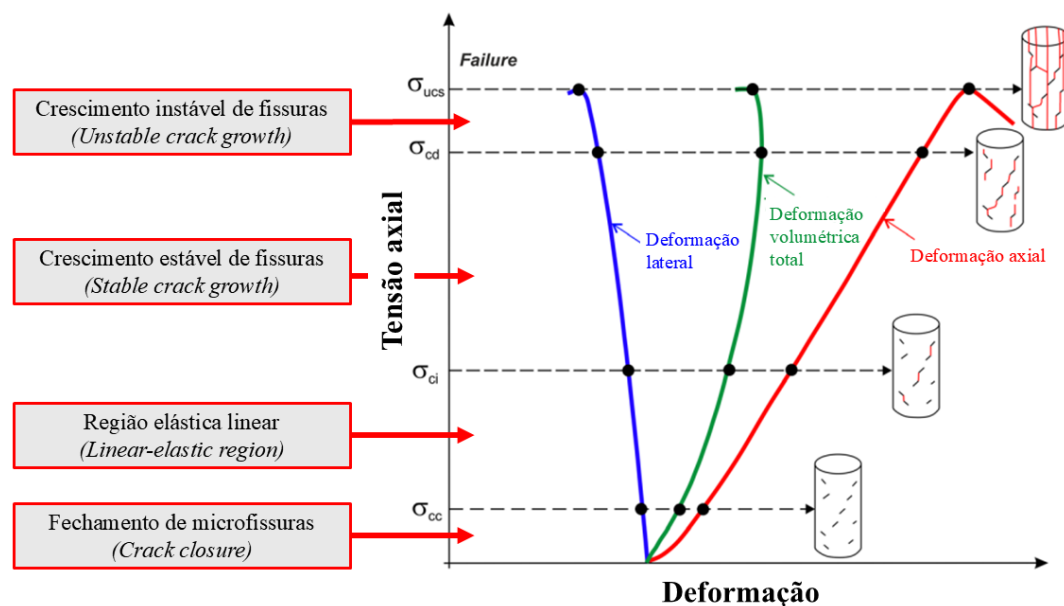


Figura 2.18 - Curvas típicas de tensão-deformação de rocha íntegra frágil sob compressão uniaxial, com representação das etapas de desenvolvimento das fissuras. Fonte: adaptado de Pepe et al. (2018).

Durante os estágios iniciais de carregamento, as fissuras preexistentes orientadas no sentido do carregamento se fecham. A deformação axial, inicialmente não linear, torna-se linear à medida que a rigidez axial se estabiliza, permitindo a identificação do ponto onde se inicia o comportamento linear consistente. A extensão dessa fase depende da densidade e das características geométricas das fissuras iniciais. Após o fechamento dessas fissuras, as constantes elásticas podem ser determinadas dentro da porção linear do ensaio.

O limiar de iniciação de fissuras foi inicialmente definido como o ponto da curva em que a deformação lateral se desvia da linearidade (Brace et al., 1966; Bieniawski, 1967a; Lajtai & Lajtai., 1974). Contudo, devido à sensibilidade desse limite, diversos métodos têm sido propostos para sua determinação, tais como o método tensão–deformação (Brace et al., 1966; Lajtai & Lajtai., 1974; Stacey, 1981; Martin & Chandler, 1994; Diederichs, 2007), o método de regressão por pontos móveis (*moving-point regression*) (Eberhardt et al., 1998; Yao et al., 2016) e o método de emissão acústica (AE) (Eberhardt et al., 1998; Xue et al., 2014). Além desses, o método de dissipação de energia, que relaciona a energia dissipada durante o carregamento à evolução do dano em rochas e carvões (Ning et al., 2018), também tem sido aplicado.

Nicksiar & Martin (2012) propuseram um método baseado na resposta de deformação lateral, que elimina o julgamento subjetivo associado a outras abordagens. De modo geral, os métodos propostos para determinar as tensões associadas ao desenvolvimento de fissuras são demorados e exigem ensaios laboratoriais detalhados, com medições precisas de deformação, sobretudo para avaliar a tensão de iniciação de fissuras. Assim, muitos desses métodos apresentam graus de incerteza e subjetividade.

O método de Martin & Chandler (1994) requer o cálculo da deformação volumétrica do material, subtraindo-se a componente elástico-linear. No entanto, esse cálculo é dependente do módulo de Young e do coeficiente de Poisson. Conforme exposto por Eberhardt et al. (1998), uma variação de $\pm 0,05$ no coeficiente de Poisson pode resultar em uma mudança de até $\pm 40\%$ no valor de σ_{ci} , evidenciando a sensibilidade da metodologia.

Durante o crescimento estável das fissuras, a propagação dessas descontinuidades pode ser interrompida caso a aplicação de carga seja cessada. Nessa fase, as fissuras tendem a se desenvolver paralelamente à direção da carga aplicada. Além disso, observa-se que as taxas de deformação radial aumentam em relação à deformação axial, e as fissuras crescem nos pontos mais criticamente tracionados.

A partir do ponto de iniciação de danos, ocorre a reversão da deformação volumétrica. Nesse momento, as fissuras começam a coalescer e a interagir, formando uma zona de ruptura. As fissuras passam a se propagar de maneira instável, continuando a crescer mesmo na ausência de carregamento adicional. Hallbauer et al. (1973) observou que, nessa região, a densidade de microfissuras pode aumentar em até sete vezes.

Após a resistência de pico do material ser atingida, tem início o comportamento pós-pico. No caso do ensaio de compressão uniaxial, observa-se uma rápida queda da tensão axial até zero. Hudson et al. (1974) concluíram que a resistência de pico de uma amostra está relacionada às condições de contorno do ensaio e, portanto, não se configura como uma propriedade intrínseca do material. No ponto de resistência máxima, a amostra é afetada por falhas macroscópicas que se alinham com a direção da tensão principal máxima.

Com relação à detecção dos limiares de tensão associados ao surgimento de fissuras, o estudo de Brace et al. (1966) foi um dos primeiros a utilizar a deformação volumétrica para estabelecer o início da dilatação em compressão. Os autores observaram que o início do processo de dilatação poderia ser identificado a partir da deformação volumétrica, quando esta se desviava da linearidade inicial. Bieniawski (1967a) conduziu experimentos em norito e quartzito, concluindo que a iniciação de fissuras não era afetada pela forma da amostra, pelos platôs de carregamento ou pelo tipo de máquina de ensaio, e que o mecanismo de fratura em compressão seria o mesmo sob condições uniaxiais e triaxiais.

Essa metodologia mostra-se útil para determinar a tensão de início de fissuramento quando não se dispõe de métodos mais complexos de avaliação. No entanto, apresenta uma dependência da interpretação subjetiva do usuário, o que pode conduzir a resultados imprecisos. A Figura 2.18 ilustra o método proposto por Brace et al. (1966).

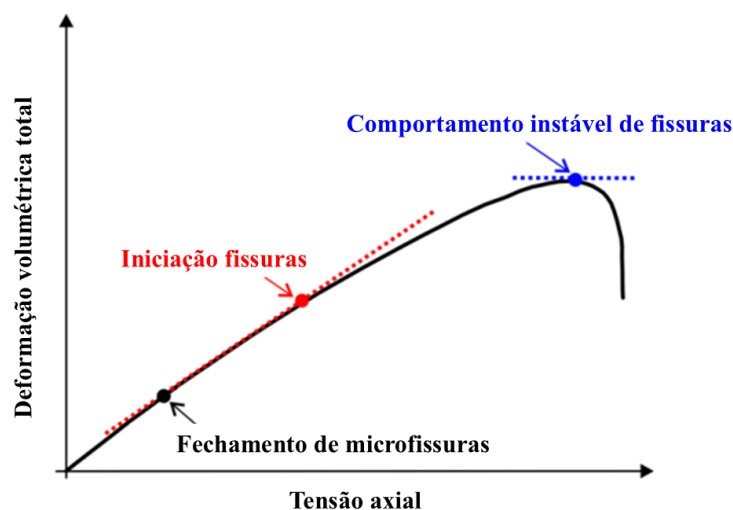


Figura 2.19 - Representação do método de Brace et al. (1966). Fonte: adaptado de Pepe et al. (2018).

A aplicação dessa metodologia torna-se particularmente complexa em amostras com alta densidade de microfissuras preexistentes. Nesse contexto, Martin & Chandler (1994)

propuseram uma abordagem alternativa para a identificação da tensão de iniciação de fissuras. Segundo os autores, a análise da curva de deformação axial versus deformação volumétrica pode ser aprimorada mediante o cálculo da deformação volumétrica associada às fissuras, obtida pela subtração da deformação volumétrica elástica da deformação volumétrica total. Essa relação é expressa a seguir:

$$\left(\frac{\Delta V}{V}\right)_{cr} = \frac{\Delta V}{V} - \left(\frac{\Delta V}{V}\right)_{el} \quad \text{Equação 2.20}$$

A deformação volumétrica elástica, por sua vez, é calculada a partir das propriedades elásticas do material e os estados de tensão principais:

$$\left(\frac{\Delta V}{V}\right)_{el} = \frac{2\nu - 1}{E} (\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad \text{Equação 2.21}$$

A aplicação dessas equações está representada graficamente na Figura 2.20.

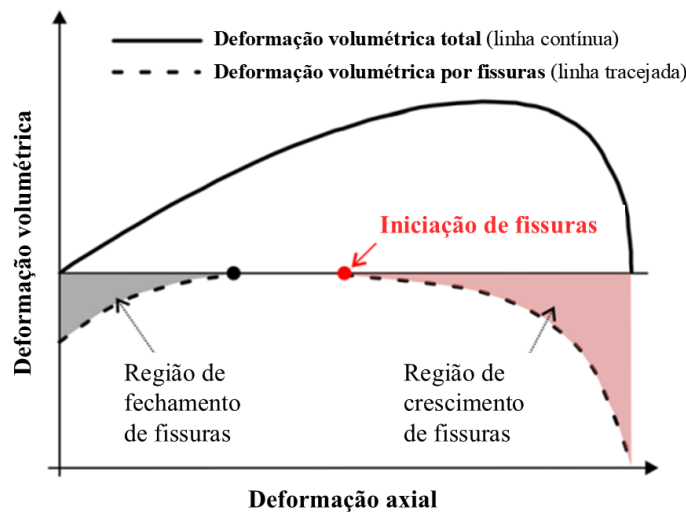


Figura 2.20 - Representação do método de Martin & Chandler (1994). Fonte: adaptado de Pepe et al. (2018).

Eberhardt et al. (1998) indicam que a principal limitação desse método reside na definição das constantes elásticas, as quais podem afetar significativamente os resultados.

Lajtai (1971) propôs que a deformação lateral seria mais sensível à propagação de fissuras. Dessa forma, sugeriu a utilização da relação entre deformação volumétrica e deformação lateral para indicar tanto o fechamento de fissuras quanto o início de sua propagação, uma vez que esse comportamento apresenta linearidade entre os dois estágios. A Figura 2.21 apresenta essa metodologia. Entretanto, essa abordagem também pode se tornar subjetiva quando a resposta

tensão-deformação for fortemente influenciada pela presença de microfissuras preexistentes em alta densidade.

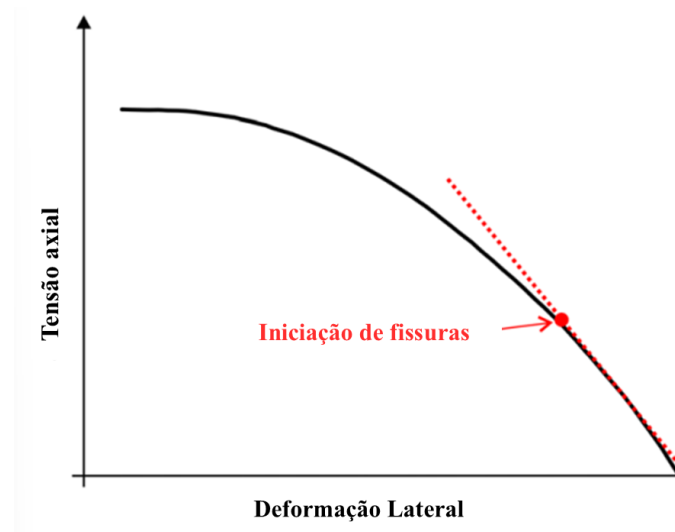


Figura 2.21 - Representação do método de Lajtai (1971). Fonte: adaptado de Pepe et al. (2018).

Essa metodologia foi expandida por Stacey (1981), que avaliou a relação entre deformação extensional e tensão axial. Contudo, o método mostrou-se inadequado devido à não linearidade que pode surgir na curva e à necessidade de aquisição de dados em múltiplos pontos, como ilustrado na Figura 2.22.

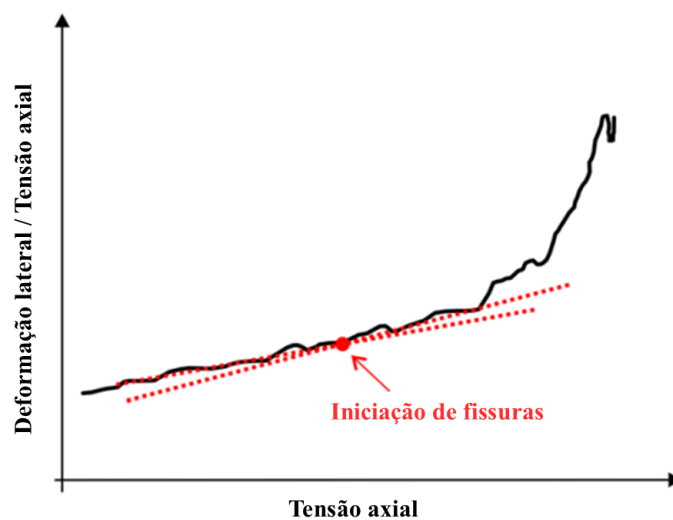


Figura 2.22 - Representação do método de Stacey (1981). Fonte: adaptado de Pepe et al. (2018).

Seguindo a mesma lógica, Diederichs (2007) examinou a possibilidade de determinar o limite de elasticidade por meio da análise do coeficiente de Poisson, traçando um gráfico entre esse coeficiente e o logaritmo da tensão axial. A Figura 2.23 mostra essa abordagem.

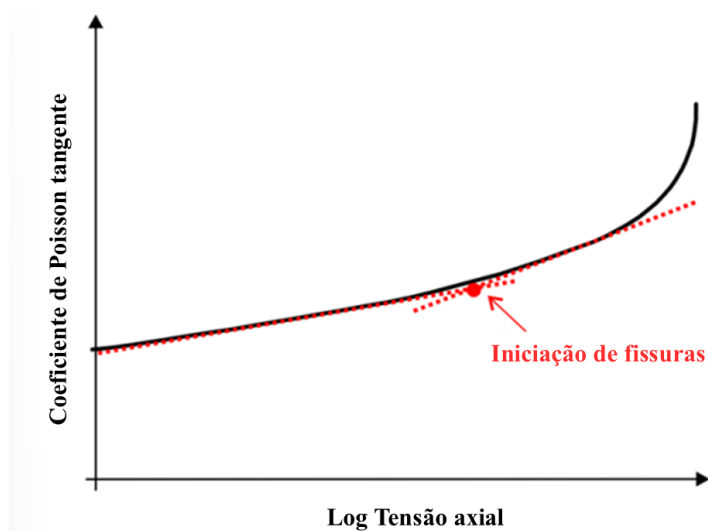


Figura 2.23 - Representação do método de Diederichs (2007) Fonte: adaptado de Pepe et al. (2018).

Eberhardt et al. (1998) indicaram que a emissão acústica gerada por eventos sísmicos decorrentes da resposta elástica poderia ser utilizada para determinar o ponto de não linearidade associado à iniciação de fissuras. A Figura 2.24 apresenta a aplicação desse método.

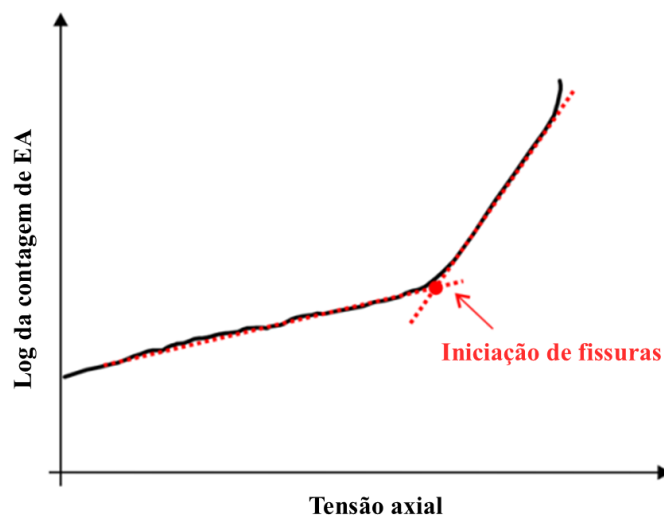


Figura 2.24 - Representação do método de Eberhardt et al. (1998). Fonte: adaptado de Pepe et al. (2018).

Por fim, com o objetivo de reduzir a subjetividade dos métodos anteriores, Nicksiar & Martin (2012) propôs o uso da deformação lateral para detectar o ponto de iniciação de fissuras. O método consiste em traçar uma linha de referência, desde a tensão zero até o início do crescimento instável das fissuras. A diferença entre a resposta medida durante o carregamento e essa linha de referência é então plotada como função da tensão axial. O valor máximo dessa diferença é tomado como o ponto de iniciação das fissuras. Esse procedimento elimina a interpretação subjetiva, pois fornece uma definição objetiva e clara para o início instável da

propagação das fissuras. A Figura 2.25 apresenta as três etapas dessa metodologia.

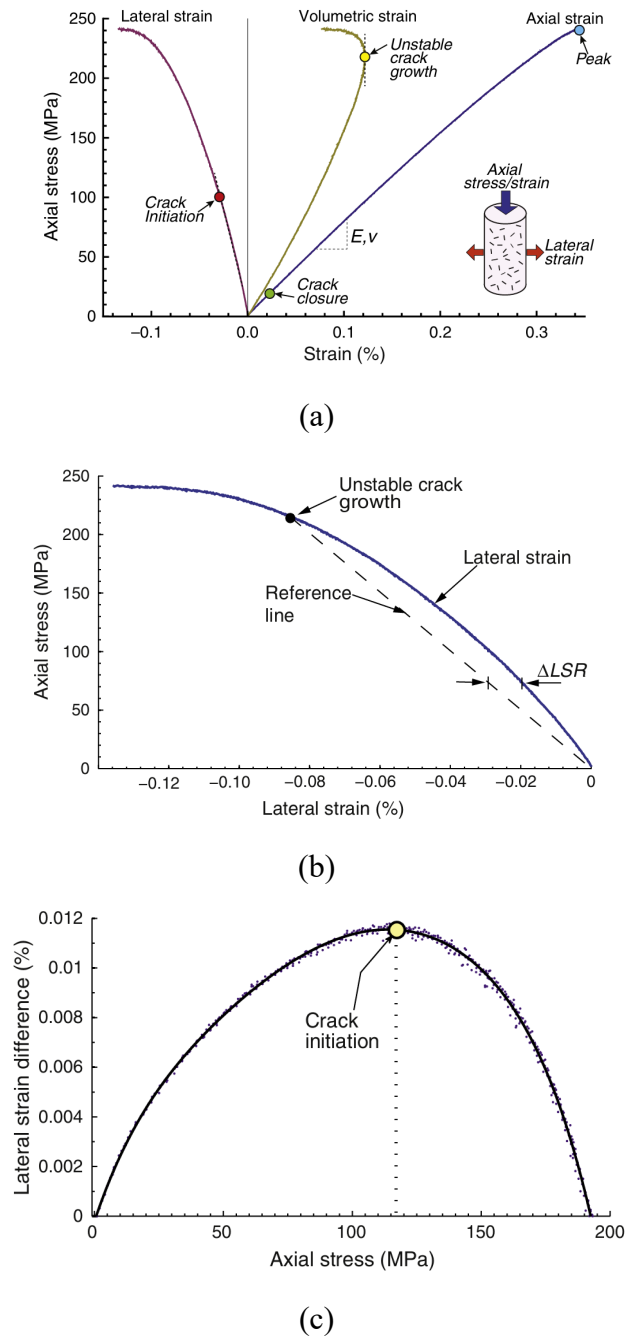


Figura 2.25 - Representação do método de Nicksiar & Martin (2012): (a) Resposta típica tensão–deformação registrada em um ensaio de compressão uniaxial, (b) Ilustração da metodologia LSR.e (c) Exemplo do resultado obtido com o método LSR.

A Tabela 2.5 abaixo reúne os principais métodos propostos na literatura e a Tabela 2.6 apresenta um resumo das principais equações encontradas na literatura, juntamente com suas respectivas condições de aplicação e coeficientes de determinação), quando disponíveis.

Tabela 2.5 - Métodos para identificação da tensão de início de fissuramento e suas limitações.

Método	Descrição	Limitações
Método Tensão–Deformação Martin & Chandler (1994)	Baseia-se na rigidez axial, deformação volumétrica e volume de fissuramento calculados a partir das medições de tensão e deformação.	• Dependência de constantes elásticas (E e ν), especialmente sensível ao valor de ν. • Julgamento subjetivo na identificação do volume de fissura.
Regressão por Pontos Móveis Eberhardt et al. (1998)	Usa uma "janela deslizante" para ajustar uma reta em um intervalo definido pelo usuário, identificando mudanças nos limiares de tensão.	• Sensível ao tamanho da janela de regressão escolhida. • Necessidade de julgamento do usuário na seleção dos intervalos de dados.
Método de Emissão Acústica Eberhardt et al. (1998)	Contagem de eventos acústicos relacionados à fratura, com aplicação de técnicas como inversão de tensor de momento, análise do valor b , energia de AE e contagens cumulativas de AE.	• Alta sensibilidade a ruídos de fundo. • Necessidade de selecionar limites adequados para diferenciar sinais de ruído e eventos de fissuramento.
Dissipação de Energia Ning et al. (2018)	Relaciona a energia dissipada durante o carregamento à evolução do dano na rocha/carvão. Utiliza equações de evolução de dano para descrever os limiares σ_{ci} e σ_{cd} .	• Necessidade de validação experimental robusta em rochas. • Aplicabilidade depende de medições precisas de energia e tensão em tempo real.
Resposta de deformação lateral Nicksiar & Martin (2012)	Essa metodologia baseia-se na avaliação da mudança na deformação lateral (ΔLSR), definida como a diferença entre a deformação lateral registrada e a linha de referência lateral linear teórica.	O resultado apresenta um certo erro e é muito pequeno para arenitos de alta porosidade.
Razão de Poisson Tangente Média	Propõe avaliar σ_{ci} por meio de gráficos da razão de Poisson versus log da tensão axial.	• Dificuldades de medição das deformações • Certa subjetividade se a amostra tiver

Diederichs (2007)

muitas falhas pré-existent

Método da deformação Lateral
Lajtai & Lajtai.(1974)

A tensão de início das fissuras é estimada a partir do ponto em que a deformação lateral se desvia da linearidade.

Não é adequado para rochas que não apresentam características lineares de deformação lateral.

Tabela 2.6 - Correlações empíricas para estimativa da tensão de início de fissuramento (σ_{ci}) em função de parâmetros mecânicos.

Autor	Equação	Observações
Nicksiar & Martin (2012)	$\sigma_{ci} = 0.49 \sigma_{UCS}$	Proposto para rochas com baixa porosidade. Média de comparação com diferentes métodos de obtenção de CI no Diorito de Aspo.
Tang et al. (2021)	$\sigma_{ci} = 0.49 \sigma_{UCS}$	Resultados dos métodos de deformação lateral (LS) e resposta de deformação lateral (LSR) para determinação da CI no granito de Beishan e mármore.
Martin & Chandler (1994)	$\sigma_{ci} = 0.40 \sigma_{peak}$	Proposto para o granito <i>Lac Du Bonnet</i> .
Nicksiar & Martin (2013)	$\sigma_{ci} = 0.46 \sigma_{UCS} (R^2 = 0,81)$	Aplicado a rochas ígneas.
Nicksiar & Martin (2013)	$\sigma_{ci} = 0.42 \sigma_{UCS} (R^2 = 0,75)$	Aplicado a rochas sedimentares.
Nicksiar & Martin (2013)	$\sigma_{ci} = 0.46 \sigma_{UCS} (R^2 = 0,92)$	Aplicado a rochas metamórficas.
Nicksiar & Martin (2013)	$\sigma_{ci} = 0.53 \sigma_{peak} (R^2 = 0,92)$	Para rochas ígneas.

Nicksiar & Martin (2013)	$\sigma_{ci} = 0.53 \sigma_{peak} (R^2 = 0,95)$	Para rochas metamórficas.
Ning et al. (2018)	$\sigma_{ci} = 1.7387 \sigma_3 + 10.7969$	Equação em função da tensão confinante.
Pepe et al. (2018)	$\sigma_{ci} = 2.2713 + 0.4456 \sigma_{UCS}$ ($R^2 = 0,91$)	Baseado em 483 ensaios de compressão uniaxial em rochas intactas de origem sedimentar, ígnea e metamórfica.
Hoek & Martin (2014)	$\sigma_{ci} = 0.45 \sigma_{UCS} (R^2 = 0,90)$	Valor médio baseado em ampla base de dados.

Além disso, a maioria das rochas apresenta aumento de rigidez com a elevação da tensão confinante. O deslizamento das fissuras diminui à medida que essa tensão cresce, resultando no incremento da resistência da rocha. Nessa condição, a queda na capacidade de carga após o pico torna-se menos acentuada, até que ocorra a transição do comportamento frágil para o dúctil. Nesse estágio, a rocha continua a se deformar sem acréscimos significativos na tensão aplicada, adquirindo um comportamento plástico. No entanto, essa transição geralmente se dá fora do campo de interesse das obras de engenharia. Esse comportamento pode ser observado na Figura 2.26, que apresenta curvas típicas de tensão–deformação.

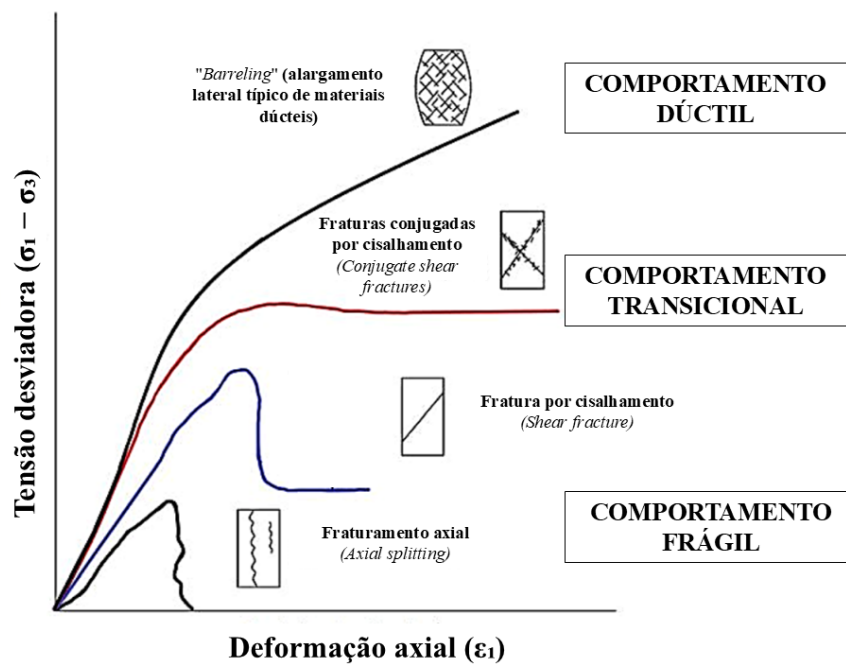


Figura 2.26 – Curvas típicas de tensão–deformação em estados frágil, frágil-dúctil e dúctil. Adaptado de Davarpanah et al. (2023).

Sem confinamento, as fissuras tendem a se formar paralelamente ao eixo de carregamento. Com o aumento da tensão confinante, as falhas passam a se desenvolver com inclinação em relação a esse eixo. Nas curvas de deformação volumétrica, observa-se que o aumento da tensão de confinamento resulta na redução do efeito de dilatação do corpo de prova, conforme ilustrado na Figura 2.27.

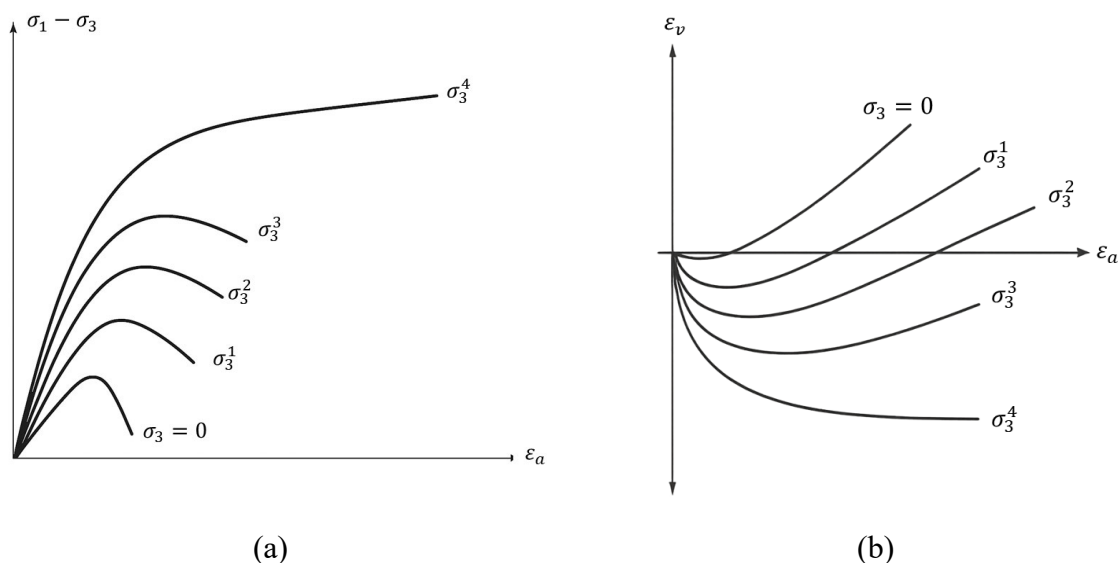


Figura 2.27 – Comportamento típico em compressão triaxial: (a) transição frágil-dúctil e (b) compressão volumétrica e dilatância (Marques & Vargar Jr, 2022).

2.3.2. ENSAIOS DE TRAÇÃO

Em materiais frágeis, a iniciação de fraturas pode estar associada ao fenômeno de tração. No entanto, essa influência é frequentemente negligenciada devido à dificuldade em se obter valores confiáveis de resistência à tração (Perras & Diederichs, 2014). Essa dificuldade decorre, em parte, da preparação das amostras, que frequentemente falham de forma inadequada, como pela ruptura fora da região central da amostra.

Diederichs & Kaiser (1999) indicaram que a resistência à tração é uma propriedade fundamental para o controle da estabilidade de vãos críticos em aberturas subterrâneas. A medição dessa propriedade é regulamentada pela *International Society for Rock Mechanics* (ISRM, 1978), que descreve métodos diretos e indiretos de ensaio. A ASTM (2004, 2008) também estabelecem normas específicas para a execução de ensaios diretos e indiretos, incluindo o método conhecido como Ensaio Brasileiro.

Assim, o método direto é considerado o mais assertivo para a determinação da resistência à tração, pois apresenta influências externas mínimas quando o ensaio é adequadamente executado (Hoek, 1964). Brace (1964) recomenda que o melhor formato para as amostras seja semelhante ao de um “osso de cachorro”. A geometria da amostra deve respeitar a razão entre a altura e o diâmetro, que deve ser de aproximadamente 2 a 3 na região central do corpo de prova. Nas regiões de encaixe nos platôs de carregamento, o raio de curvatura deve ser de aproximadamente 1 a 2 vezes o diâmetro da amostra, conforme apresentado na Figura 2.28. A

principal vantagem desse formato é a redução das concentrações de tensões nas extremidades, o que minimiza a ocorrência de falhas inválidas fora da área central de ensaio.

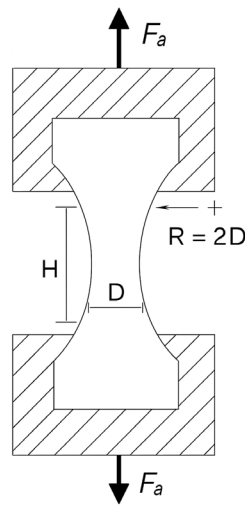


Figura 2.28 – Arranjo de ensaio de tração direta utilizando garras divididas para corpos de prova em forma de "dog-bone", forma descrita por Hoek (1964).

O uso de corpos de prova com seção transversal quadrada pode gerar concentrações de tensão nas extremidades, o que aumenta a probabilidade de ruptura próxima às garras, resultando em dados inconsistentes. Fairhurst (1961) sugere que a cimentação das extremidades pode contribuir para reduzir essas concentrações de tensão.

Entretanto, uma das principais dificuldades associadas ao método direto reside no fato de que as prensas ou tampas de extremidade podem induzir rupturas por torção, uma vez que o mecanismo de transferência de carga pode apresentar movimento de giro durante carregamento (Perras & Diederichs, 2014). Esse problema pode ser mitigado com o uso de juntas universais ou esféricas, que permitem o alinhamento automático do corpo de prova, garantindo a aplicação axial da carga.

Como alternativa para superar essas limitações, Brace (1964) propôs o ensaio de extensão biaxial, no qual as garras são eliminadas do procedimento. Nesse método, inicialmente, tanto a tensão σ_1 quanto a σ_3 são aumentadas simultaneamente, de modo a induzir um estado de confinamento. Em seguida, a tensão axial é reduzida até que ocorra a falha por tração.

Ademais, o ensaio mais utilizado para determinar a resistência à tração de forma indireta é o Ensaio Brasileiro. Nesse método, aplica-se uma carga compressiva ao longo da geratriz de um disco de rocha, gerando um estado de tensões que induz à ruptura por tração, conforme

apresentando na Figura 2.29 (Perras & Diederichs, 2014; Marques & Vargar Jr, 2022). A fratura ocorre em decorrência do desenvolvimento de tensões de tração uniformes que atuam na região central ao longo do diâmetro carregado.

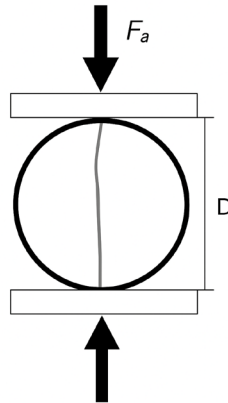


Figura 2.29 – Arranjo típico para ensaio BTS utilizando platôs planos de carregamento (Perras & Diederichs, 2014).

Nas áreas de contato entre a amostra e os pratos de carregamento, podem ocorrer concentrações de tensões compressivas. Para minimizar esses efeitos, é comum a utilização de materiais de acolchoamento, como madeira ou papelão. No entanto, se o material de acolchoamento se expandir durante o carregamento, pode provocar a formação de fissuras prematuras e influenciar negativamente os resultados do ensaio (Perras & Diederichs, 2014).

A fratura, no Ensaio Brasileiro, deve se iniciar e propagar a partir da região central da amostra em direção aos pontos de aplicação da carga. Entretanto, em amostras de rochas metamórficas ou sedimentares, a fratura pode se desviar devido à presença de planos de anisotropia, influenciando o modo de ruptura (Perras & Diederichs, 2014; Marques & Vargar Jr, 2022). Durante o ensaio, a tensão vertical aplicada é considerada como σ_1 , enquanto a tensão horizontal induzida na amostra corresponde a σ_3 .

2.4. CRITÉRIOS DE RUPTURA

Um critério de resistência é uma relação entre componentes de tensão que permite prever as combinações de tensões atuantes em um material, podendo ser utilizado para definir um estado limite de estabilidade quando se atinge a resistência máxima (Marques & Vargar Jr, 2022). De forma geral, a resistência máxima pode ser expressa como uma função das tensões principais, por exemplo, $\sigma_1 = f(\sigma_2, \sigma_3)$ ou $\tau = f(\sigma_n)$. Em alguns casos, as tensões intermediárias são

desconsideradas, adotando-se simplificadamente a relação $\sigma_1 = f(\sigma_3)$.

Uma das primeiras proposições de critérios de ruptura relaciona a tensão normal aos componentes de coesão e atrito, chamada de Mohr-Coulomb, visando determinar a resistência ao cisalhamento, conforme apresentado a seguir:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad \text{Equação 2.22}$$

onde c é a coesão e ϕ é o ângulo de atrito.

Na região de tração, quando σ_3 se iguala à resistência à tração uniaxial (T_0), impõe-se uma restrição conhecida como *tension cut-off*. Embora essa consideração seja convencionalmente utilizada, ela não é satisfatória para aplicações em rochas, principalmente pelos seguintes motivos (Marques & Vargar Jr, 2022):

- Define a ruptura apenas por cisalhamento, quando outros mecanismos podem ocorrer, como tração ou fendilhamento;
- Implica uma direção única de cisalhamento, sendo que o plano de ruptura pode variar com a tensão de confinamento;
- Extrapola a resistência na região de tração ($\sigma_3 > T_0$);
- Desconsidera o valor da tensão principal intermediária.

Griffith (1921) postulou uma teoria de fratura para materiais frágeis, baseada nas concentrações de tensões de tração nas extremidades de fissuras minúsculas em materiais elásticos e isotrópicos. A fissura se expandirá quando a energia potencial do sistema de forças diminuir ou permanecer constante com o aumento do comprimento da fissura. Este critério não caracteriza necessariamente a ruptura global do material, mas sim a iniciação de fraturas, descrevendo o comportamento microscópico. Quando a resistência à fissura ultrapassa a resistência à tração do material nas extremidades desses defeitos microscópicos, onde há concentração de tensões, ocorre a nucleação da fissura. No entanto, essa teoria descreve apenas a iniciação das fissuras, sem abordar sua propagação, podendo subestimar a resistência do material e não se relacionando diretamente com a resistência ao cisalhamento.

Martin & Chandler (1994) apresentaram resultados de ensaios de compressão triaxial, avaliando as equações de instabilidade de Cook (1970), para curvas pós-pico de tensão-deformação em compressão, assumindo deslocamento por cisalhamento. Os resultados indicaram que o dano

por fissuras se acumulava na amostra; o nível de tensão associado à iniciação das fissuras permanecia constante, mas a tensão necessária para iniciar o deslizamento reduzia-se drasticamente.

A partir dos estudos sobre falha frágil propostos por Hoek (1965) para rochas intactas, a teoria de Griffith (1921) foi posteriormente modificada para considerar o atrito nas superfícies de deslizamento (McClintock & Walsh, 1963). Essas contribuições serviram de base para o critério de falha não linear proposto por Hoek & Brown (1980a), que apresentaram uma formulação empírica ajustada a uma ampla gama de resultados de ensaios triaxiais em amostras de rocha intacta:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \quad \text{Equação 2.23}$$

onde, σ_1 e σ_3 são as tensões principais maior e menor, respectivamente; σ_{ci} é a resistência à compressão uniaxial; m_i é uma constante de material para a rocha intacta.

Existe uma diferença importante entre a resistência à compressão confinada e a resistência à compressão uniaxial, sendo esta última determinada experimentalmente através de ensaios em corpos de prova sem aplicação de confinamento. No desenvolvimento do critério, a inclusão de múltiplos valores de UCS (*Uniaxial Compressive Strength*) poderia introduzir viés no ajuste da curva. Por esse motivo, utiliza-se o valor médio do conjunto de dados de σ_{UCS} como representativo da resistência principal.

Quando o critério foi originalmente proposto, assumia-se que a resistência à tração era desprezível (zero). No entanto, com o aumento de projetos em grandes profundidades, a resistência à tração passou a ser considerada relevante, devido a processos de ruptura complexos, como fissurações, deslocamentos e *breakouts* em poços de perfuração, processos predominantemente de tração.

Hoek & Martin (2014) combinaram o modelo de Fairhurst (1964), permitindo a generalização do critério em função da razão entre a resistência à compressão e a resistência à tração. A relação proposta é apresentada a seguir:

$$\frac{\sigma_{ci}}{|\sigma_t|} = 0.81m_i + 7$$

Equação 2.24

Os autores destacam que a utilização do ensaio brasileiro, no qual a falha por tração é introduzida no centro de um corpo de prova em forma de disco, não é adequada para a aplicação direta na formulação acima. Entretanto, pode-se utilizar este ensaio como uma propriedade índice para avaliação preliminar de resistência à tração, sendo possível corrigir seus resultados por meio de formulações complexas, como as apresentadas por Perras & Diederichs (2014).

2.5. TENACIDADE DE FRATURA

A tenacidade à fratura é a propriedade da rocha que caracteriza a energia necessária para propagar fissuras preexistentes. Em função das diferentes configurações de tensões aplicadas nas extremidades das fissuras, são produzidos diferentes modos de deslocamento na ponta de cada trinca. As tensões atuantes podem ser normais ou de cisalhamento, tanto no plano quanto fora do plano da fissura (Atkinson, 1991; Lei & Zang, 2010; Soderholm, 2010; Anderson, 2017).

O Modo I é caracterizado pela abertura da trinca devido à atuação de tensões normais, em que as superfícies se separam com um deslocamento perpendicular ao plano da fissura. O Modo II ocorre devido ao cisalhamento no plano da trinca, em que as superfícies se movem uma sobre a outra, com deslocamento paralelo ao plano da fissura e perpendicular à frente da trinca. Já o Modo III refere-se ao cisalhamento fora do plano, no qual as superfícies deslizam uma sobre a outra em sentido paralelo à frente da trinca, caracterizando um movimento de cisalhamento antiplano. A Figura 2.30, apresenta os diferentes modos de falha.

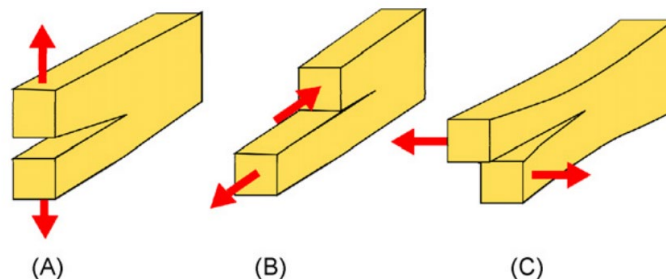


Figura 2.30 – Os diferentes modos de falha. (A) Modo I, (B) Modo II e (C) Modo III (Soderholm, 2010).

Modos mistos, que são combinações desses três mecanismos, também podem ocorrer, dependendo das condições de carregamento.

A partir desses modos de fratura, é possível determinar os valores de tenacidade à fratura, os quais caracterizam a resistência do material à propagação de fissuras em função do tipo de tensão aplicada. O valor da tenacidade à fratura representa o nível de concentração de tensões na ponta da fissura a partir do qual a propagação da trinca se inicia.

Na Mecânica da Fratura Linear Elástica (LEFM), a trinca começa a se propagar quando a intensidade crítica de carregamento é atingida na ponta da fissura, sendo essa intensidade medida pelos fatores de intensidade de tensão (K). A propagação ocorrerá quando K atingir o valor crítico K_{IC} para o Modo I, por exemplo.

A falha em rochas submetidas à compressão é frequentemente causada pela iniciação e propagação de fraturas internas de tração. Se o material fosse perfeitamente homogêneo, as tensões de tração não seriam induzidas sob compressão. Entretanto, a presença de descontinuidades, como limites de grão, poros, microtrincas, além de juntas, falhas e planos de estratificação, contribui para a heterogeneidade do meio. Essas imperfeições atuam como concentradores de tensões, produzindo redistribuição local das tensões e gerando componentes de tração, o que favorece o processo de nucleação, crescimento e falha localizada de trincas (Anderson, 2017).

Dessa forma, a tenacidade à fratura no Modo I (K_{IC}) é uma propriedade extremamente relevante na caracterização do comportamento frágil das rochas.

Vários métodos de ensaio foram desenvolvidos para a determinação da tenacidade à fratura no Modo I. O método CB (*Compact Beam*) envolve a aplicação de carregamento de flexão em três pontos. O método CCNBD (*Cracked Chevron Notched Brazilian Disc*) foi introduzido em 1995 pela ISRM como método recomendado, conforme Fowell (1995). Esse método utiliza corpos de prova em forma de disco, com um entalhe em formato de *chevron* no centro do espécime.

Em muitas configurações experimentais, é possível obter soluções fechadas para o cálculo do fator de intensidade de tensão, considerando trincas de geometria simples, como retangulares ou elípticas, em placas infinitas, como o apresentado na Figura 2.31 (Anderson, 2017; Bažant & Planas, 2019). À medida que a trinca se propaga ou que as dimensões da placa diminuem, os limites externos do corpo de prova passam a influenciar significativamente o campo de tensões próximo à ponta da trinca. Nestas condições, não é possível obter soluções fechadas com facilidade.

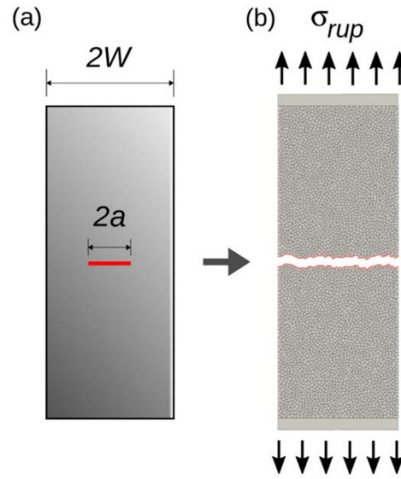


Figura 2.31 – Corpo de prova com trinca central submetido à tração (a), condições de contorno (b) e exemplo de um modelo fraturado ao final do ensaio (Rasmussen & Min, 2024).

A distribuição de tensões na ponta da trinca pode ser representada por linhas de força, onde a tensão local é proporcional ao espaçamento entre essas linhas. A tração não pode ser transmitida diretamente através da fissura, de modo que as forças são desviadas ao redor da trinca, concentrando tensões nas suas extremidades.

Em uma placa infinita, a linha de força situada a uma distância W da linha central da trinca possui componentes de força nas direções x e y . Se a largura da placa for restrita a $2W$, a força na direção x deve ser nula na borda livre, como apresentado na Figura 2.31. Essa condição de contorno provoca a compressão das linhas de força, resultando em uma intensificação maior da tensão na ponta da trinca (Tada et al., 1973).

$$K_{Ic} = \sigma_{rup} \sqrt{\pi a} \left[\sec \left(\frac{\pi a}{2W} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \left[1 - 0.025 \left(\frac{a}{W} \right)^2 + 0.06 \left(\frac{a}{W} \right)^4 \right] \quad \text{Equação 2.25}$$

Tabela 2.7 – Correlações Empíricas entre a Tenacidade à Fratura Modo I (K_{IC}) e a Resistência à Tração (σ_t) em Rochas.

Referência	Correlação	Forma	Comentário	R ²	Nº de Dados	Intervalo K_{IC} (MPa·m ^{0.5})	Intervalo σ_t (MPa)
Gunsallus & Kulhawy (1984)	$K_{IC} = 0.0736 \sigma_t + 0.76$	Linear	Desenvolvida com base em oito unidades de rochas sedimentares da era Siluriana nos EUA. Aplicável a dolomitos, calcários e arenitos.	-	62	0.81–2.57	5.93–21.3
Haberfield & Johnston (1989)	$K_{IC} = 0.0761 \sigma_t + 0.76$	Linear	Simples e direta; aplicada em solos e rochas fracas.	-	-	-	-
Whittaker et al. (1992)	$K_{IC} = 0.107 \sigma_t + 0.27$	Linear	Baseada em rochas frágeis; usada como referência em vários estudos posteriores.	-	-	-	-
Zhang et al. (1998)	$\sigma_t = 8.88 K_{IC}^{0.62}$	Potência	Relação fisicamente coerente; cobre rochas como mármore, gabro e granito.	0.94	84	0.087 - 2.684	2.465 - 19.47
Zhang (2002) (forma alternativa)	$\sigma_t = 6.88 K_{IC}$	Linear	Variante da correlação anterior,	0.94	69	0.03-3:21-	0.12 21.5
Backers (2004)	$K_{IC} = 0.25 \sigma_t$	Linear	Correlação com boa base experimental; regressão passa pela origem. Baseada em 6 rochas de litologias diversas.	-	6	1.1–3.8	4.0–15.0
Guha Roy et al. (2017)	$K_{IC} = 0.11 \sigma_t + 0.23$	Linear	Base de dados com rochas sedimentares e cristalinas; boa aplicabilidade geral.	0.62	-	-	-
Sun et al. (2024)	$K_{IC} = 0.141 \sigma_t$	Linear	Ajuste linear com faixa de confiança de 95%, utiliza a base de dados de Zhang (2002)	0.86	325	-	-

Sun et al. (2024)	$K_{IC} = 0.133 \sigma_t$	Linear	Rochas sedimentares: arenito, calcário, folhelho, carvão, dolomito, tufo	0.86	88	-	-
Sun et al. (2024)	$K_{IC} = 0.147 \sigma_t$	Linear	Rochas ígneas: andesito, granito, diorito, lherzolito, gabro, basalto, sienito	0.89	123	-	-
Sun et al. (2024)	$K_{IC} = 0.126 \sigma_t$	Linear	Rochas metamórficas: mármore, anfibolito e <i>rust stone</i>	0.76	83	-	-

2.6. ESTABILIDADE DE TÚNEIS SOB ELEVADAS TENSÕES DE CAMPO

Muitas vezes, os estudos laboratoriais são realizados em pequenas amostras de rocha intacta, exigindo que seu comportamento seja extrapolado para considerar a presença de fraturas, juntas ou outras descontinuidades que atuam como zonas de fraqueza. Dessa forma, em estudos que envolvem maciços rochosos, a resistência global do conjunto costuma ser considerada reduzida em função dessas descontinuidades.

Em grandes profundidades, os projetistas frequentemente adotam modelos baseados no comportamento da rocha intacta. No entanto, essas obras, quando submetidas a elevadas tensões, apresentam desafios tão significativos quanto aqueles encontrados em ambientes de baixas tensões, onde o material, por vezes, encontra-se altamente fraturado (Kaiser, 2016; Kaiser et al., 2000a).

O desenvolvimento de obras subterrâneas nesse tipo de ambiente pode levar ao equívoco de se presumir que a rocha intacta estará livre de problemas de estabilidade. Contudo, obras escavadas em condições de altas tensões resultam em significativas concentrações de tensões nas paredes das escavações, o que, na ausência de sistemas de suporte adequados, pode levar a processos de ruptura.

Assim, o desenvolvimento de túneis pode ser inicialmente simplificado para a avaliação da resposta esperada do maciço, conforme proposto por Martin (1994), com base em dois parâmetros principais: (1) a qualidade do maciço rochoso e (2) os níveis de tensões *in situ*.

A Figura 2.32 apresenta uma matriz de qualidade do maciço definida pelo sistema RMR (*Rock Mass Rating*), em relação às tensões *in situ*, expressas pela razão entre a tensão principal maior (σ_1) e a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta (σ_c). Proposição semelhante foi apresentada por Kaiser et al. (2000a), que introduziu o conceito da máxima tensão atuante na parede da escavação (σ_{max}) adotando a razão $\frac{\sigma_{max}}{\sigma_c}$ essa abordagem, para baixas tensões *in situ*, a razão varia entre $0,4 < \frac{\sigma_{max}}{\sigma_c}$, enquanto para altas tensões os valores ultrapassam 1,15.

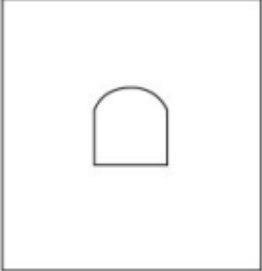
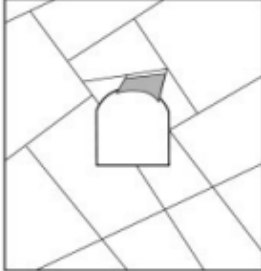
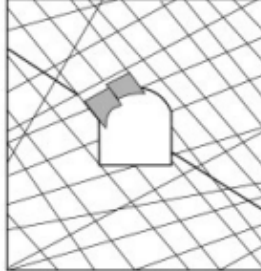
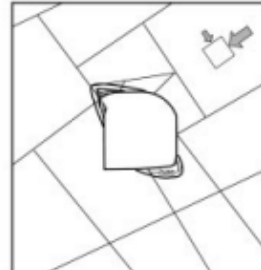
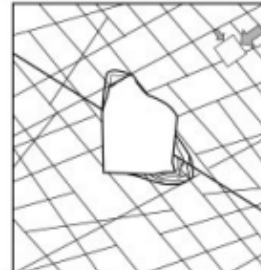
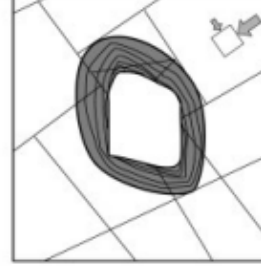
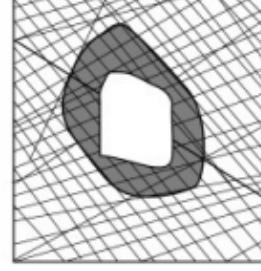
	Massive ($RMR > 75$)	Moderately Fractured ($50 > RMR > 75$)	Highly Fractured ($RMR < 50$)
Low In-Situ Stress ($\sigma_1 / \sigma_c < 0.15$)	 Linear elastic response.	 Falling or sliding of blocks and wedges.	 Unravelling of blocks from the excavation surface.
Intermediate In-Situ Stress ($0.15 > \sigma_1 / \sigma_c > 0.4$)	 Brittle failure adjacent to excavation boundary.	 Localized brittle failure of intact rock and movement of blocks.	 Localized brittle failure of intact rock and unravelling along discontinuities.
High In-Situ Stress ($\sigma_1 / \sigma_c > 0.4$)	 Failure Zone Brittle failure around the excavation.	 Brittle failure of intact rock around the excavation and movement of blocks.	 Squeezing and swelling rocks. Elastic/plastic continuum.

Figura 2.32 – Instabilidade de túneis e falha frágil em função da classificação do maciço rochoso e da razão entre a tensão máxima de campo distante σ_1 e a resistência à compressão uniaxial σ_c . Fonte: Kaiser et al. (2000b).

Um dos principais benchmarks da engenharia de túneis é o *Underground Research Laboratory (URL)*, que reuniu grupos de especialistas para estudar potenciais locais de disposição de rejeitos nucleares no Canadá. Um dos principais projetos desenvolvidos nesse contexto foi o *Mine-by Experiment*, cujo foco foi estudar a falha de materiais frágeis sob elevadas tensões de campo (Martin, 1994).

O processo de *spalling* é uma forma de falha progressiva associada à extensão frágil da rocha, resultando na formação de entalhes em formato de "V" nas regiões onde ocorrem tensões tangenciais máximas. Na periferia da escavação, onde os confinamentos são baixos, a rocha sofre compressão induzida pelas tensões redistribuídas (Martin, 1994, 1997; Potyondy et al., 2023). De forma semelhante ao comportamento observado em laboratório, o maciço rochoso, ao ser submetido a essas elevadas tensões compressivas, desenvolve microfissuras e/ou propaga fissuras pré-existent. Essas fissuras passam a se interconectar, formando macrofissuras que se orientam paralelamente à parede da escavação, na direção da tensão principal maior. Esse mecanismo é comparável ao fenômeno conhecido como *axial splitting* (fissuração axial), conforme descrito por Diederichs (2007) e Martin (1994).

A Figura 2.33 ilustra o modo de falha convencional para obras subterrâneas em condições de altas tensões de campo, em maciços cuja qualidade varia de moderadamente fraturada a intacta. O processo de *spalling* está associado ao desenvolvimento de trincas por tração que se propagam em uma zona sob compressão.

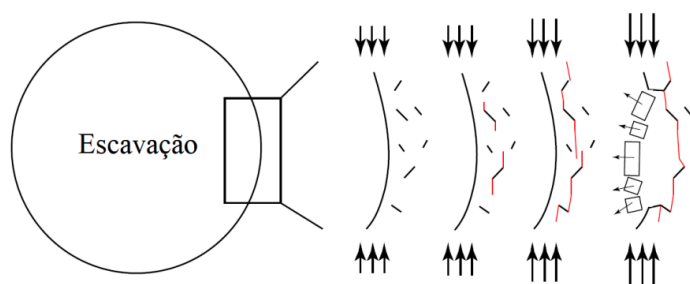


Figura 2.33 – Processo de *spalling* (Soares, 2021).

Comumente relacionado a escavações em rochas duras, o *spalling* não é necessariamente um processo violento, pois sua evolução é dependente do tempo. Embora seja um mecanismo de ruptura intrinsecamente frágil, o processo não ocorre de forma abrupta. A falha desenvolve-se de maneira progressiva, com a formação de lajes paralelas à face da escavação, que crescem e se aprofundam gradualmente (Martin, 1994, 1997; Martin et al., 1997). O *framework* deste trabalho está relacionado ao estudo do processo de ruptura em rocha intacta submetida a elevadas tensões de campo.

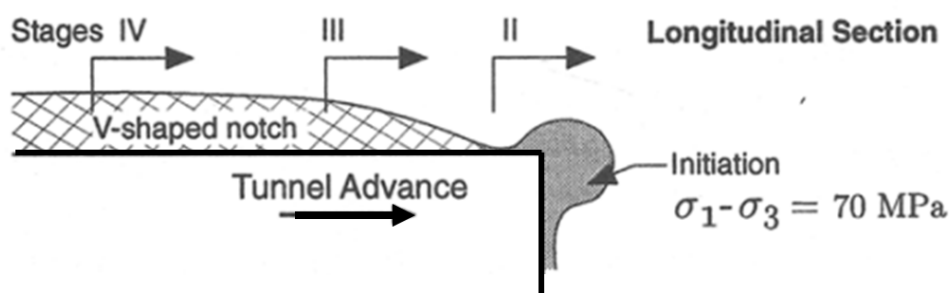
2.6.1. OBSERVAÇÃO DO PROCESSO DE RUPTURA

Em 1987, um grupo de especialistas investigou a formação da zona perturbada durante o processo de escavação, conduzindo o experimento *Mine-by*, que se tornou um marco para os

estudos na área de mecânica de rochas em condições de altas tensões. Esse experimento foi realizado em um túnel de testes localizado no nível 420 do *Underground Research Laboratory (URL)*, utilizando uma combinação de perfuração em linha e quebra mecânica. Essas técnicas foram escolhidas com o objetivo de eliminar a transferência de energia proveniente de processos explosivos, permitindo uma investigação detalhada do desenvolvimento do entalhe em forma de "V" (*notch*) na escavação (Martin, 1994; Martin et al., 1997).

A metodologia adotada na escavação do túnel de testes proporcionou uma oportunidade única para observar e medir, em tempo real, o desenvolvimento do processo de deslocamento (*spalling*) no teto. A evolução dessa zona perturbada foi monitorada ao longo de cinco meses, durante os quais os pesquisadores documentaram sistematicamente as etapas do processo de degradação da rocha. Conforme o túnel avançava, a falha progredia, com rupturas localizadas de aproximadamente 0,5 a 1 metro no teto e no piso a cada fase de avanço. Esse processo tridimensional demonstrou-se altamente influenciado pelo avanço da escavação, evidenciando a interação dinâmica entre a frente de escavação e o desenvolvimento das zonas de falha.

O processo de ruptura observado durante o experimento *Mine-by* foi descrito em quatro fases distintas. A Fase 1, denominada iniciação, foi caracterizada pela microfissuração da rocha à frente da face do túnel. As fissuras, inicialmente de pequena escala, eram detectadas por meio de registros microssísmicos e localizavam-se próximas à superfície de escavação. Nesta etapa, a descamação da rocha ocorria em milímetros, progredindo até que a frente de escavação atingisse condições de deformação plana, estabelecendo o campo de tensões necessário para a evolução do processo. A Figura 2.34 ilustra a fase 1:



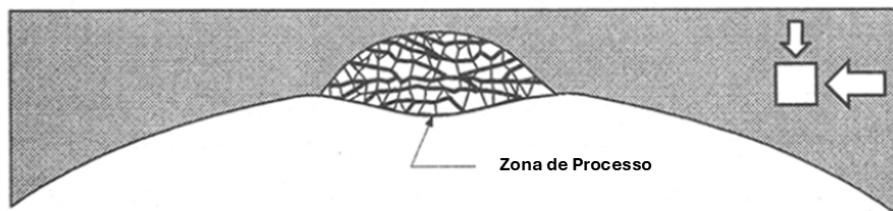
Fase I - Iniciação

A fissuração se inicia à frente da face do túnel na região onde a tensão desviatória excede um valor crítico.

Figura 2.34 - Fase de Iniciação. Modificado de Martin et al. (1997).

Na Fase 2, chamada zona de processo, ilustrado na Figura 2.35, ocorreu o esmagamento e

fragmentação da rocha em uma região muito estreita, da ordem de centímetros, ao redor do túnel. Nessa área, a tensão tangencial máxima excedia a resistência do material intacto, resultando em uma alta densidade de microfissuras. Os eventos microssísmicos tornaram-se mais frequentes e observou-se a dilatação do maciço, com lascamento em pequena escala, levando à formação de lajes finas ao longo das paredes da escavação.

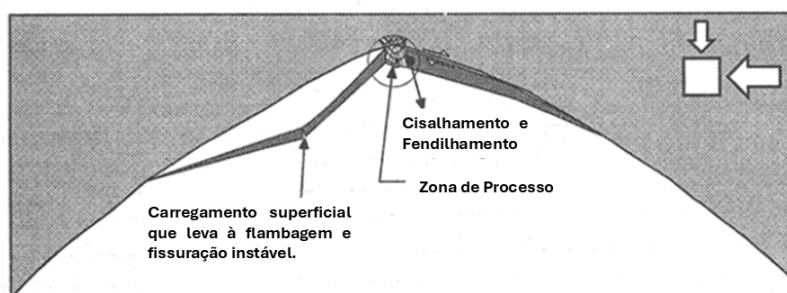


Fase II - Zona de Processo

Fissuras orientadas criticamente são ativadas na zona de máxima tensão tangencial. Esse processo começa na borda do túnel. Cisalhamento e esmagamento ocorrem em uma zona de processo muito estreita, com cerca de 5 a 10 cm de largura. Há uma dilatação extensiva, em escala granular, nessa zona de processo.

Figura 2.35 - Formação da zona de processo. Modificado de Martin et al. (1997).

A Fase 3, ilustrada na Figura 2.36, correspondente ao estágio de *slabbing* e *spalling*, foi marcada pela formação de lajes de maior espessura nas laterais e no teto da escavação à medida que o túnel avançava. Esse processo apresentou instabilidade, com desprendimentos progressivos em diferentes escalas até a completa formação do entalhe em forma de "V". O fenômeno de *spalling* caracterizou-se pela nucleação e propagação de trincas subparalelas à parede da escavação, na direção da tensão principal maior, resultando na separação e queda de blocos de rocha.



Fase III - Slabbing e Spalling

O desenvolvimento da zona de processo leva à formação de finas lajes. Essas lajes finas se formam por:

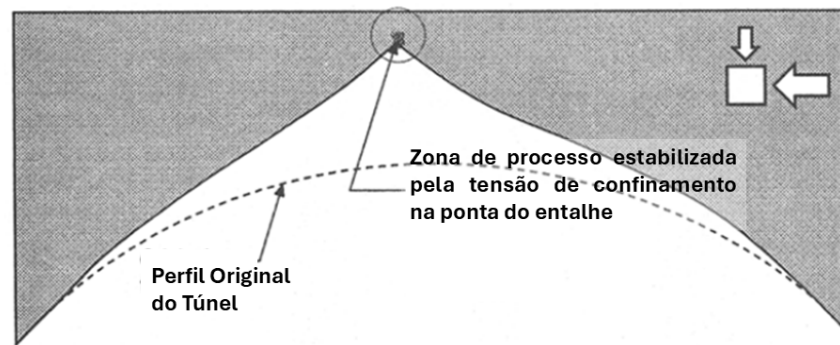
(1) Cisalhamento, (2) Fendilhamento e (3) Flambagem.

A espessura das lajes varia de 1 a 5 cm. As lajes mais espessas se formam à medida que a zona atinge seu tamanho máximo. Perto da ponta do entalhe, as lajes apresentam uma curvatura.

Figura 2.36 - Slabbing e Spalling. Modificado de Martin et al. (1997).

Por fim, a Fase 4, denominada estabilização, ocorreu quando o confinamento remanescente ao

redor do entalhe se tornou suficiente para interromper a progressão da falha. A estabilização foi observada, conforme a Figura 2.37, quando a geometria do entalhe assumiu uma forma de gota, indicando que o túnel havia atingido condições de deformação plana, com a redistribuição e o reequilíbrio do estado de tensões ao redor da escavação.



Fase IV - Estabilização

O desenvolvimento do entalhe para quando a geometria do entalhe proporciona confinamento suficiente para estabilizar a zona de processo na ponta do entalhe. Isso geralmente significa que há uma leve curvatura em forma de "gota" na forma do entalhe.

Figura 2.37 – Estabilização. Modificado de Martin et al. (1997).

2.6.2. EFEITO DA PERDA DE COESÃO E MOBILIZAÇÃO DO ATRITO

Quando a densidade crítica de fissuras é atingida, as amostras passam a exibir dilatação em escala macroscópica. Os níveis de tensão associados a essa fase situam-se próximos de 0,7 da resistência à compressão uniaxial (σ_{UCS}), representando o momento em que o deslizamento ao longo das microfissuras se torna permanente (Martin et al 1997). Quando a ruptura se inicia, as amostras demonstram um comportamento de amolecimento, com perda de rigidez na curva tensão-deformação pós-pico. No entanto, o dano acumulado indica que a falha frágil pode ocorrer antes mesmo que a resistência máxima seja atingida. Martin & Chandler (1994) mostraram que a mobilização do atrito e a perda progressiva da coesão são fatores fundamentais durante o processo de falha.

A perda de coesão pode ser explicada pelo acúmulo de deformações não elásticas, as quais resultam do dano acumulado e podem ser aproximadas pela resposta de um material elástico fissurado (Martin et al., 1997). Esse fenômeno pode ocorrer tanto quando a amostra é retirada *in situ*, quanto no início do processo de fissuração. Em laboratório, observa-se que a perda de coesão tem início entre um terço e um quinto da σ_{UCS} . Martin & Chandler (1994) demonstraram que o componente de resistência friccional do granito só é mobilizado após uma perda

significativa da resistência coesional. O componente coesivo predomina no estágio inicial da falha em rochas frágeis, e sua redução acentuada leva à fissuração extensiva e à coalescência das fissuras, resultando em uma diminuição progressiva da resistência do material.

À medida que a coesão é reduzida e o dano acumulado aumenta, os fragmentos de rocha podem se deslocar entre si por cisalhamento. Inicialmente, acreditava-se que a resistência friccional era mobilizada automaticamente com o avanço da falha. No entanto, estudos posteriores (Martin, 1997; Hajiabdomajid et al., 2002; Diederichs, 2007) mostraram que a tensão normal efetiva nos contatos varia durante a ruptura, afetando diretamente a mobilização da resistência por atrito. Ou seja, a tensão normal não é constante ao longo do tempo e influencia significativamente a capacidade do sistema em mobilizar a resistência friccional (Hajiabdomajid et al., 2002).

Os modelos de ruptura assumem que os componentes de resistência coesiva e friccional, ambos dependentes do estado de tensões, são mobilizados simultaneamente. Contudo, nenhuma das abordagens tradicionais mostrou-se eficaz na previsão precisa da extensão das zonas de ruptura em rochas duras. Antes da proposição de Hajiabdomajid et al. (2002), a falha em rochas frágeis era frequentemente simulada por meio de modelos elasto-frágil-plásticos. O artigo de Hajiabdomajid et al. (2002) foi um dos primeiros a obter êxito na simulação da propagação de ruptura, utilizando o conceito de enfraquecimento coesivo e fortalecimento friccional dependente da deformação (*CWFS – Cohesion Weakening-Frictional Strengthening*). Trata-se de um modelo constitutivo no qual os componentes de resistência são dependentes da deformação plástica acumulada, como apresentado na Figura 2.38.

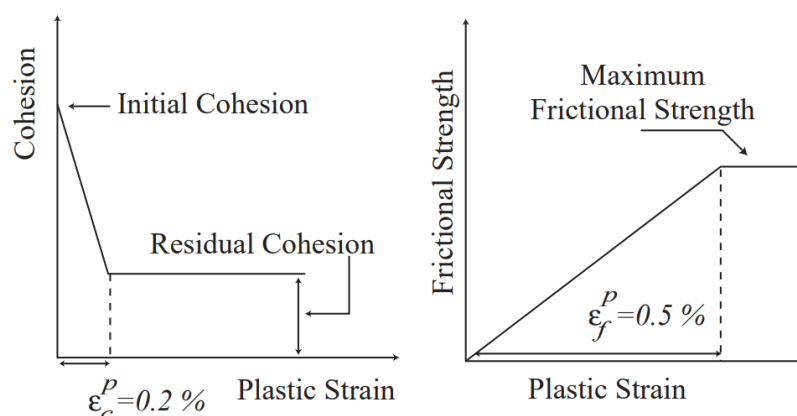


Figura 2.38 – Ilustração da perda de coesão e da mobilização da resistência friccional em função da deformação plástica (Hajiabdomajid et al., 2002).

A Figura 2.39 ilustra o conceito de perda de coesão e a mobilização da resistência durante ensaios de compressão. Nota-se a formação de um plano de cisalhamento macroscópico na fase III do ensaio de compressão. No entanto, não se pode relacionar diretamente o processo de *spalling* ao mecanismo de formação de bandas de cisalhamento em ensaios laboratoriais de compressão, embora ambos envolvam perda de coesão e mobilização da resistência friccional (Hajiabdolmajid et al., 2002). No campo, a resistência coesiva é gradualmente destruída pela fissuração extensiva e pela coalescência das fissuras. A resistência friccional, que é dependente da tensão normal, só pode ser mobilizada após a perda significativa do componente coesivo, quando já houve considerável acúmulo de dano e os fragmentos da rocha conseguem se movimentar por cisalhamento relativo. Esse modo de ruptura é extremamente comum em situações de baixo confinamento. Em laboratório, por outro lado, o processo de ruptura tende a se concentrar em uma faixa estreita de cisalhamento.

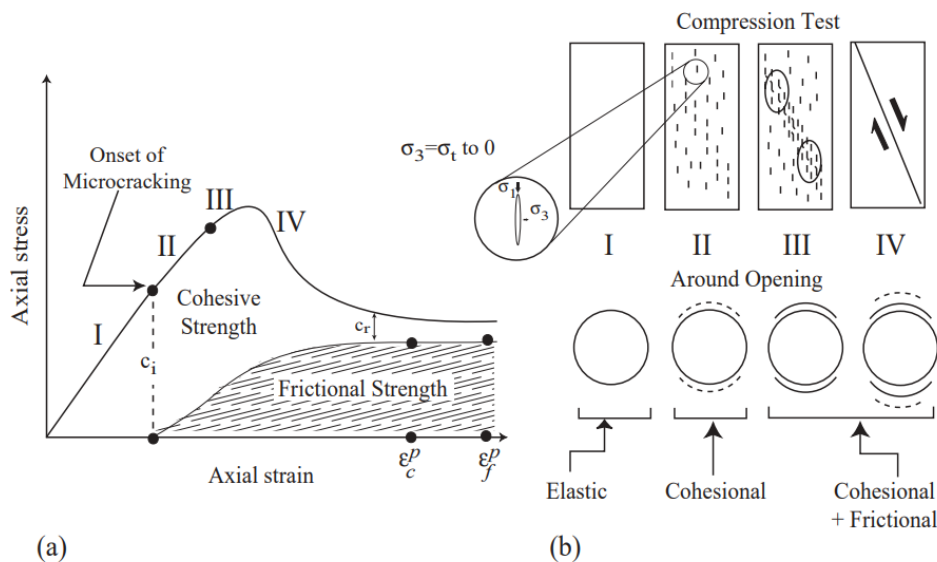


Figura 2.39 – Mobilização dos componentes de resistência no modelo CWFS: (a) em ensaios de compressão em laboratório; (b) ao redor de escavações subterrâneas: c_i e c_r são, respectivamente, a coesão inicial e a coesão residual, e ϵ_c^p e ϵ_f^p representam os componentes de deformação plástica nos quais os componentes de resistência friccional e coesiva atingem seus valores finais (Hajiabdolmajid et al. 2002).

O modelo CWFS depende de duas propriedades do material: a deformação plástica na qual o componente coesivo atinge um valor residual e o ponto em que o componente friccional passa a ser mobilizado de forma efetiva. No entanto, estabelecer essas propriedades e correlacioná-las com o comportamento *in situ* é uma tarefa complexa, geralmente exigindo resultados de retroanálises. Hajiabdolmajid et al. (2002) atribuiu a resistência mais baixa observada em túneis à mobilização mais lenta da resistência friccional, em comparação com os altos valores obtidos

nos ensaios de compressão laboratoriais, nos quais a resistência friccional atinge sua capacidade máxima de mobilização com menor dano ou perda de coesão. Isso torna difícil a extrapolação direta das propriedades plásticas medidas em laboratório para aplicação em campo.

Posteriormente, Diederichs et al. (2004) relatou que uma das diferenças principais nos resultados de resistência obtidos em laboratório e *in situ* está relacionada ao confinamento lateral dinâmico imposto pelo corpo de prova cilíndrico às trincas pré-existentes. Durante um ensaio de compressão, quando uma trinca tenta se dilatar dentro de um cilindro, a expansão lateral necessária para a abertura e propagação da trinca induz deformações circunferenciais, criando um confinamento adicional. Na prática, esse confinamento pode dificultar a continuidade do crescimento das fraturas. Em contraste, no maciço rochoso natural, o volume é muito maior, e as frentes livres (paredes de túneis, superfícies de taludes e etc.) podem estar muito distantes. Dessa forma, a fissura pode se propagar de forma mais livre, sem encontrar a mesma "força de retorno" presente no corpo de prova cilíndrico. Como consequência, a tensão necessária para que a trinca continue a se propagar *in situ* é, geralmente, menor do que aquela requerida no ensaio de laboratório.

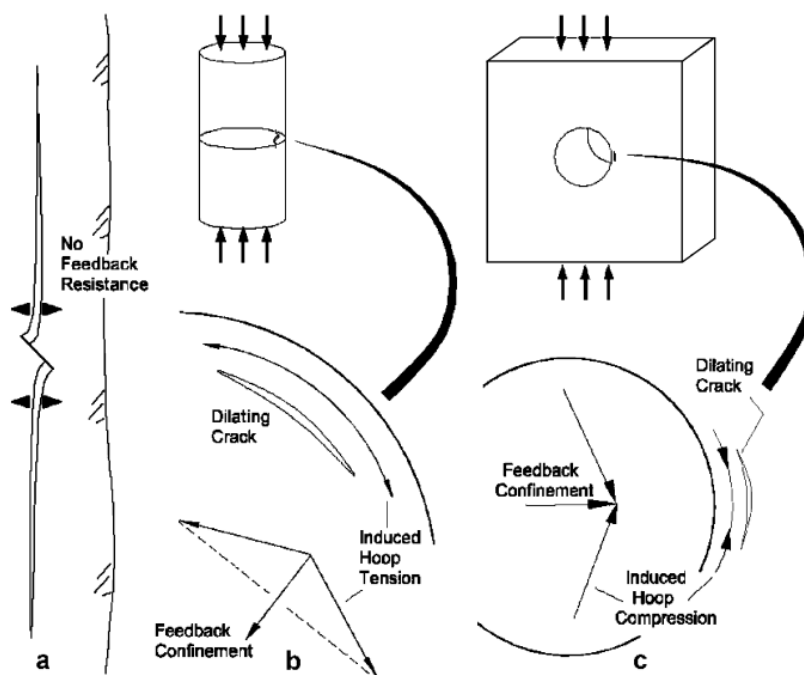


Figura 2.40 – (a) Propagação irrestrita de trincas próximo à borda de uma escavação (esquerda); (b) supressão de trincas por confinamento retroalimentado em ensaios laboratoriais com cilindros (centro); e (c) pequenos furos de sondagem (direita) (Diederichs et al., 2004).

2.6.3. DISL – *DAMAGE INITIATION SPALLING LIMIT*

O modelo proposto por Hajiabdolmajid et al. (2003) apresenta parâmetros que são de difícil determinação. Trabalhos posteriores de Diederichs (2007) propuseram um limite empírico para a iniciação de danos em escavações em rochas duras. A associação da tensão de iniciação de danos, obtida em laboratório, à resistência real do campo *in situ* foi validada por meio de investigações micromecânicas, mecânica das fraturas e teorias de equilíbrio estático. O limite de iniciação de danos foi acoplado a um limite de *spalling*, a fim de melhor representar o comportamento de ruptura em aberturas subterrâneas. Com base nesses conceitos, Diederichs (2007) definiu uma envoltória de ruptura bilinear para representar a resistência do maciço rochoso, conforme apresentado na Figura 2.41.

O primeiro ramo dessa envoltória considera o crescimento instável de trincas sob baixas condições de confinamento, próximas às superfícies das escavações. O segundo ramo reflete um aumento rápido da resistência do maciço com o aumento do confinamento lateral.

Como vantagem, esse modelo conseguiu representar de forma mais realista a sensibilidade ao confinamento. No entanto, ele não considera de maneira adequada a influência do confinamento na perda de resistência frágil, o que pode levar a imprecisões (Farahmand & Diederichs, 2023). Uma característica importante do modelo é a suposição de uma mudança abrupta para os valores residuais de resistência após o pico de tensão (Diederichs, 2007). O modelo é capaz de simular, de forma indireta, os mesmos efeitos do CWFS (*Cohesion Weakening - Frictional Strengthening*), ao considerar a mobilização não simultânea das resistências coesiva e friccional, como pode ser observado na Figura 2.42. Isso evidencia a dificuldade de utilizar os métodos convencionais de ruptura, que pressupõem a mobilização simultânea dessas resistências, algo que não ocorre em falhas em materiais frágeis.

O modelo DISL (*Damage Initiation and Spalling Limit*), desenvolvido por Diederichs (2007), foi também capaz de simular a extensão da falha observada no experimento *Mine-by* com a mesma precisão que o CWFS, mas com maior simplicidade de aplicação.

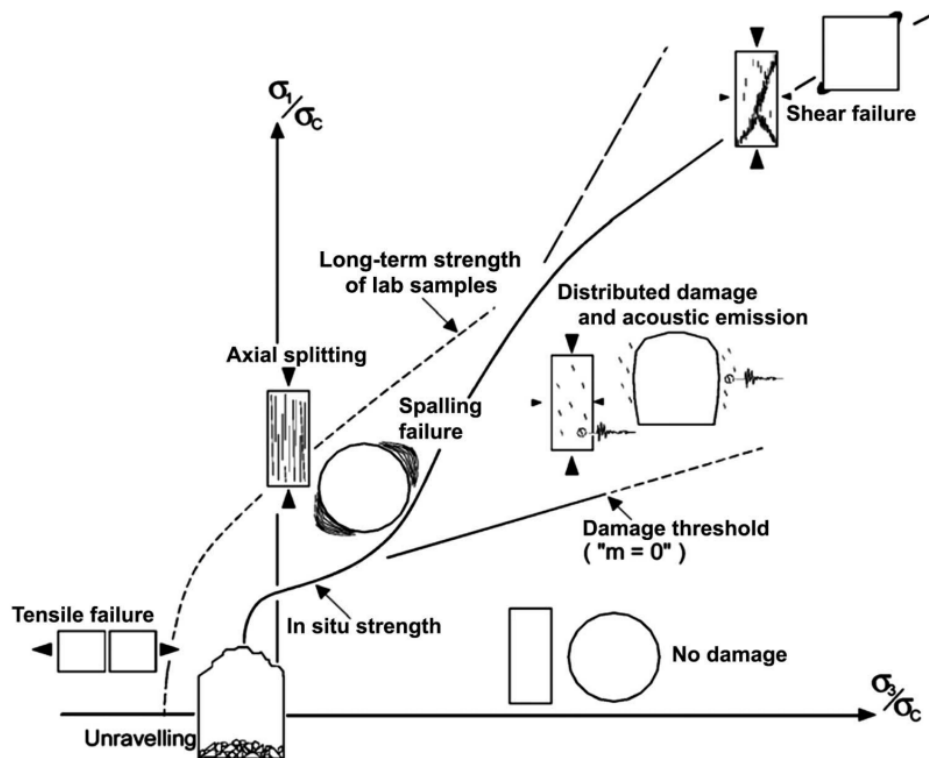


Figura 2.41 – Envoltória de resistência composta ilustrada no espaço de tensões principais (2D), destacando as zonas de comportamento delimitadas pelo limiar de iniciação de dano, o limite superior de cisalhamento (interação de danos) e o limite transitório de *spalling* (Diederichs, 2007).

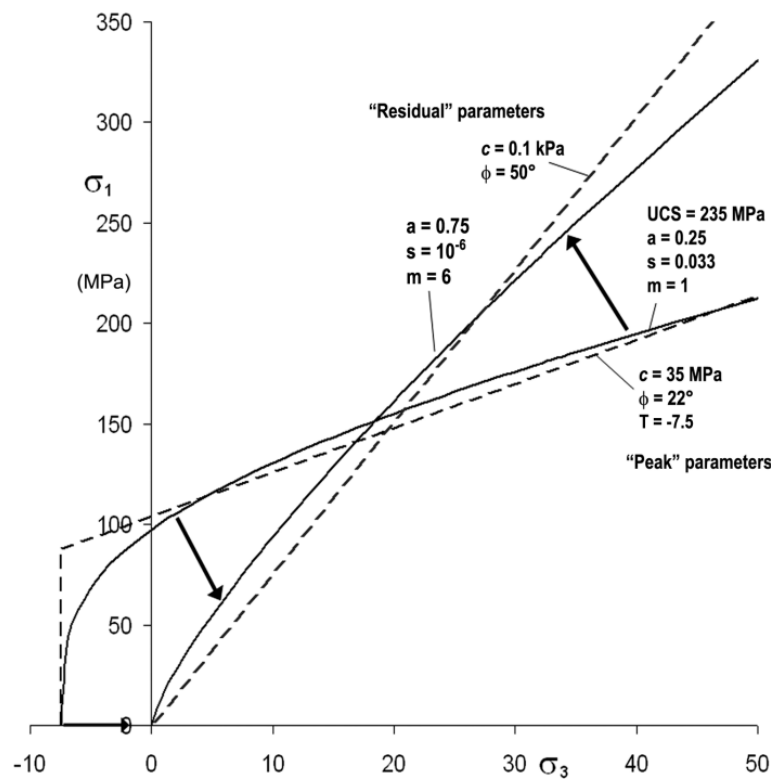


Figura 2.42 – Parâmetros de “pico” e “residual” utilizados na análise de (Diederichs, 2007).

A Tabela 2.8 apresenta uma comparação entre as diferentes envoltórias de ruptura, sugerindo uma transição prática entre a abordagem convencional do GSI (*Governed by Shear and Compression Failure*) e a abordagem do DISL para *spalling*.

Tabela 2.8 – Seleção do modelo constitutivo com base na razão de resistência da rocha (resistência à compressão / resistência à tração) e na qualidade do maciço rochoso (Diederichs, 2007).

Strength ratio	GSI < 55	GSI = 55–65	GSI = 65–80	GSI > 80
UCS/T < 9	GSI	GSI	GSI	GSI
UCS/T = 9–15	GSI	GSI	GSI	GSI / DISL*
UCS/T = 15–20	GSI	GSI / DISL*	DISL / GSI*	DISL
UCS/T > 20	GSI	GSI /DISL*	DISL	DISL

Posteriormente, estudos conduzidos por T.G. Carter et al.(2009) buscaram atualizar o modelo Hoek-Brown para condições fora da faixa ideal de aplicabilidade da função, ajustando as equações para melhor refletir os problemas observados em campo e suas previsões. Farahmand & Diederichs (2023) aplicou os conceitos propostos no CWFS e no DISL para simular o processo de ruptura, utilizando o método BBM no UDEC, reproduzindo uma envoltória de resistência em forma de S.

Quando a propagação das fraturas se inicia, a rocha começa a perder sua ligação coesiva no nível dos grãos. Embora as trincas se iniciem nesse estágio, a estrutura rochosa ainda consegue suportar cargas, pois a resistência friccional ainda não foi mobilizada, as deformações são pequenas. Em baixos níveis de confinamento, a falha frágil culmina na coalescência de fissuras extensivas que se estendem até a superfície, resultando na completa perda da resistência coesiva (Diederichs, 2007), como apresentado na Figura 2.41. Nesse caso, o fraturamento é predominantemente controlado por fraturas de Modo I (abertura). A mobilização do atrito ao longo das superfícies fraturadas ainda é pequena, pois as trincas estão se abrindo e não há contato friccional suficiente.

Em condições de elevado confinamento, a falha tende a ocorrer por cisalhamento (Modo II), em vez de abertura de trincas. Nessa situação, a coesão residual ainda existe, mas o componente friccional passa a dominar o comportamento pós-falha (Diederichs, 2007). Dessa forma, a rocha se torna menos frágil, podendo apresentar até mesmo um comportamento de endurecimento pós-escoamento. Ainda assim, os modelos enfrentam dificuldades em representar simultaneamente a fratura extensiva (tensão dominante) e a fratura cisalhante (cisalhamento dominante) sob diferentes níveis de confinamento. A superação dessa limitação exige uma calibração criteriosa do modelo, com base nos princípios da mecânica da fratura e na

especificação de parâmetros de entrada apropriados.

2.6.4. EFEITO ESCALA

Estabelecer uma relação confiável entre as resistências *in situ* ao redor de túneis e o comportamento observado em laboratório é uma tarefa complexa. Por isso, o grau de confiança nas medições e a representatividade das amostras precisam ser elevados, especialmente em condições de altas tensões. O estado de tensão nas profundidades investigadas pode causar perturbações extremas nas amostras, levando ao desenvolvimento de microfissuras induzidas por processos de descarregamento progressivo, o que pode comprometer a interpretação dos ensaios laboratoriais.

Martin (1997) demonstrou que as amostras de granito *Lac du Bonnet* estavam sujeitas a processos de descarregamento que resultavam na formação de microfissuras, mesmo antes dos ensaios laboratoriais, devido às elevadas tensões presentes nas profundidades estudadas. Ficou evidente que uma pequena extensão das fissuras pode ser suficiente para mobilizar a resistência coesiva.

Com o objetivo de compreender os efeitos de escala sobre a resistência observada em laboratório, o experimento realizado no *Underground Research Laboratory* (URL) perfurou uma série de furos verticais de diferentes diâmetros, até 5 metros de profundidade, no piso de um dos túneis (Martin & Stimpson, 1994). A ruptura ao redor dos furos ocorreu imediatamente após a perfuração, indicando a sensibilidade do maciço às tensões induzidas. Observou-se que, quanto maior o diâmetro do furo, maior a extensão da ruptura, sugerindo a presença de um efeito de escala (Martin, 1997; Martin & Stimpson, 1994). No entanto, a comparação entre os dados de campo e de laboratório mostrou que o efeito de escala era, na verdade, modesto. As observações *in situ* sugeriram que a orientação dos furos em relação ao estado de tensões era um fator mais determinante do que o efeito de escala (Martin, 1997).

Esse estudo destacou a importância de considerar os efeitos do descarregamento em amostras extraídas de grandes profundidades, uma vez que as microfissuras induzidas impactam significativamente os resultados de resistência obtidos em laboratório (Martin, 1994). Dessa forma, ao tentar traduzir o comportamento de campo para ensaios laboratoriais, é fundamental considerar essas variáveis para uma avaliação precisa da resistência das rochas.

Outros estudos, como os de Martin & Stimpson (1994), investigaram o efeito do tamanho e dos

gradientes de tensão na resistência à falha ao redor de furos de perfuração. Os ensaios foram conduzidos por compressão em blocos contendo um furo circular de parede lisa. Verificou-se que as tensões tangenciais máximas ($\sigma_{\theta r}$) na periferia do furo podiam atingir até duas vezes o valor da resistência à compressão uniaxial da rocha em furos de pequeno diâmetro. Para furos com diâmetros superiores a 75 mm, a tensão na borda necessária para causar a ruptura aproximava-se da resistência à compressão uniaxial do material. Isso indicou que, em escalas maiores, a rocha apresenta um comportamento mais previsível e menos influenciado pelas características geométricas locais.

Os resultados desses testes demonstraram que a tensão tangencial máxima na qual ocorre a ruptura no contorno liso de um túnel deve ser, aproximadamente, igual à resistência à compressão uniaxial *in situ* da rocha.

2.6.5. VISÕES SOBRE RESISTÊNCIA DA ROCHA *IN SITU*

As pesquisas relatam que a resistência *in situ* da rocha, próxima às escavações, é geralmente da ordem de 0,5 da resistência à compressão uniaxial (σ_{UCS}), conforme demonstrado por Stacey (1981), Pelli et al. (1991) e Martin (1994). Como apresentado por Martin (1997) e Diederichs (2007), a resistência *in situ* pode ser definida a partir do limiar de iniciação de danos, que representa a tensão a partir da qual a degradação da rocha se inicia ao redor de uma escavação. Para a maioria das rochas frágeis, esse limiar situa-se entre 30% e 50% da σ_{UCS} , de acordo com estudos clássicos de Brace et al. (1966), Bieniawski (1967a), Martin (1997), Kaiser et al. (2000a) e Cai et al. (2004).

A diferença entre a resistência *in situ* e a resistência medida em laboratório (UCS) pode ser explicada por vários fatores inter-relacionados, que afetam tanto a iniciação quanto a propagação de fissuras sob condições de campo. Os ensaios laboratoriais são realizados em amostras relativamente pequenas, geralmente cilíndricas, sob condições controladas de carregamento (Diederichs et al., 2004). Durante o teste de resistência à compressão uniaxial (UCS), a amostra é confinada apenas pelos pratos da prensa de ensaio, sem confinamento lateral significativo, o que influencia a forma de propagação das fissuras e o modo de ruptura da amostra.

No ambiente *in situ*, especialmente próximo às paredes de escavações subterrâneas, a resistência é influenciada por condições mais complexas, incluindo a propagação facilitada de fissuras devido ao baixo confinamento, efeitos de interação de superfície, rotações de tensões e

perda de confinamento efetivo nas bordas das escavações, como resultado do *spalling* progressivo (Diederichs, 2007). Além disso Diederichs et al. (2004), sugere que a diferença entre a resistência observada em campo e em laboratório também é influenciada pela geometria do ensaio e pelo surgimento de tensões circunferenciais, que confinam a propagação das fissuras nas amostras cilíndricas de laboratório, como citado anteriormente e apresentado na Figura 2.40.

Por meio da medição dos eventos microssísmicos durante o experimento *Mine-by*, foi possível determinar o nível de tensão *in situ* como expressão da resposta não elástica da rocha (Martin, 1994; 1997). Observou-se que o fissuramento se inicia quando as tensões desviadoras máximas excedem aproximadamente um terço da resistência à compressão não confinada, valor similar à tensão de iniciação das trincas (σ_{ci} , *crack initiation*) (Martin, 1997). O número de eventos microssísmicos revelou-se um indicador sensível das mudanças nas tensões desviadoras e permitiu a observação de que a morfologia das fissuras era semelhante ao padrão de eventos registrados antes de a fratura se propagar. Isso possibilitou a quantificação precisa do momento em que as tensões desviadoras excederam a tensão de início de fissuração (Martin, 1997). O processo de dano foi mais intenso nas regiões próximas à superfície da abertura do túnel, onde as tensões desviadoras eram maiores e o confinamento menor.

2.6.5.1. INFLUÊNCIA DO CAMINHO DE CARGA/ROTAÇÃO DE TENSÃO

A resistência *in situ* de uma rocha pode ser significativamente inferior àquela medida em laboratório, devido à complexidade do caminho de carregamento na região à frente da escavação de um túnel. Em laboratório, a resistência é tipicamente determinada sob carregamento monotônico crescente até a ruptura. Em campo, entretanto, a escavação induz um processo dinâmico, no qual ocorre redistribuição de tensões, incluindo ciclos de carga e descarga e rotação dos eixos principais de tensão. Esse fenômeno pode gerar danos estruturais à rocha antes mesmo de sua remoção pela escavação, um processo denominado pré-condicionamento.

Martin et al. (1997) e Read et al. (1998) analisaram os efeitos desse caminho de carga complexo por meio de um modelo tridimensional de tensões elásticas. Os resultados indicaram que as variações de tensões na região à frente da escavação poderiam induzir à degradação progressiva da rocha, resultando em uma redução de resistência ao redor do túnel. Dados obtidos no experimento *Mine-by* sustentaram essa hipótese. Foi identificado que a ruptura ocorreu onde a

tensão tangencial máxima superou 120 MPa, embora a resistência de longo prazo da rocha intacta fosse de 150 MPa (aproximadamente 0,7 da UCS, com UCS = 220 MPa). Assim, devido ao efeito do pré-condicionamento, a resistência local foi reduzida para cerca de 120 MPa, ou 0,55 da UCS.

No modelo empregado, considerou-se um túnel com contorno perfeitamente liso, desconsiderando efeitos associados à rugosidade das paredes da escavação e ao atrito entre a rocha e o sistema de suporte. Essa simplificação permitiu avaliar de maneira isolada a influência das tensões e do caminho de carga sobre a resistência residual da rocha (Cai & Kaiser, 2014).

2.6.5.2. PROFUNDIDADE DA RUPTURA — RELACIONANDO TENSÕES À RESISTÊNCIA DA ROCHA

As relações empíricas propostas também são relevantes na análise da resistência da rocha, visto que as tensões nas quais ocorrem falhas ou a previsibilidade de profundidades de ruptura variam entre 0,3 e 0,5 vezes o a resistência a compressão uniaxial (UCS). Ortlepp et al. (1972) reuniu túneis quadrados, de 3 a 4 metros de lado, sul-africanos, em rochas frágeis, avaliando as tensões principais *in situ* em comparação com a resistência à compressão uniaxial de laboratório. Entretanto, para um $K_0 = 0,5$, observou-se um valor de $\sigma_1/\sigma_c > 0,2$. Hoek & Brown (1980b) adicionaram novos dados e apresentaram uma classificação de estabilidade, relacionando a equação de Ortlepp et al. (1972) com aspectos qualitativos da ruptura e suporte.

No entanto, essas relações não incluíam parâmetros relacionados à geometria da abertura nem considerações sobre as tensões tangenciais máximas no contorno do túnel. Wiseman (1979) estudou essas tensões, verificando as concentrações nas paredes laterais por meio de um fator que relaciona as tensões máximas com a tensão axial uniaxial no pico de resistência. A partir das observações, quando o fator de concentração era igual a 0,8, os suportes se deterioravam rapidamente.

Read & Martin (1996), a partir da experiência com o *Mine-by Test Tunnel*, em granito maciço e intacto (RMR ≈ 100), demonstraram que, mesmo sob essas condições, a relação entre a tensão máxima e a resistência à compressão uniaxial é aproximadamente $\sigma_1 \approx 0,5\sigma_c$, considerando-se um valor de $s \approx 0,25$.

Com foco específico na quantificação da profundidade da zona de ruptura, Kaiser et al. (1996) propuseram uma relação empírica que vincula a profundidade da ruptura ao estado de tensões

e à resistência da rocha. O modelo utiliza o parâmetro $\sigma_{\max} = 3\sigma_1 - \sigma_3$, que representa a máxima tensão aplicada, e estabelece que a ruptura frágil se desenvolve de acordo com a relação entre $\sigma_{\max}$ e a UCS. Este trabalho foi posteriormente ampliado por Martin et al. (1999), que incorporaram novos dados e validaram a relação, confirmando que a ruptura se inicia, tipicamente, quando a razão $\sigma_{\max}/\text{UCS}$ atinge valores próximos de $0,5 \pm 0,1$. A Figura 2.43 apresenta a relação proposta por Martin et al.(1999).

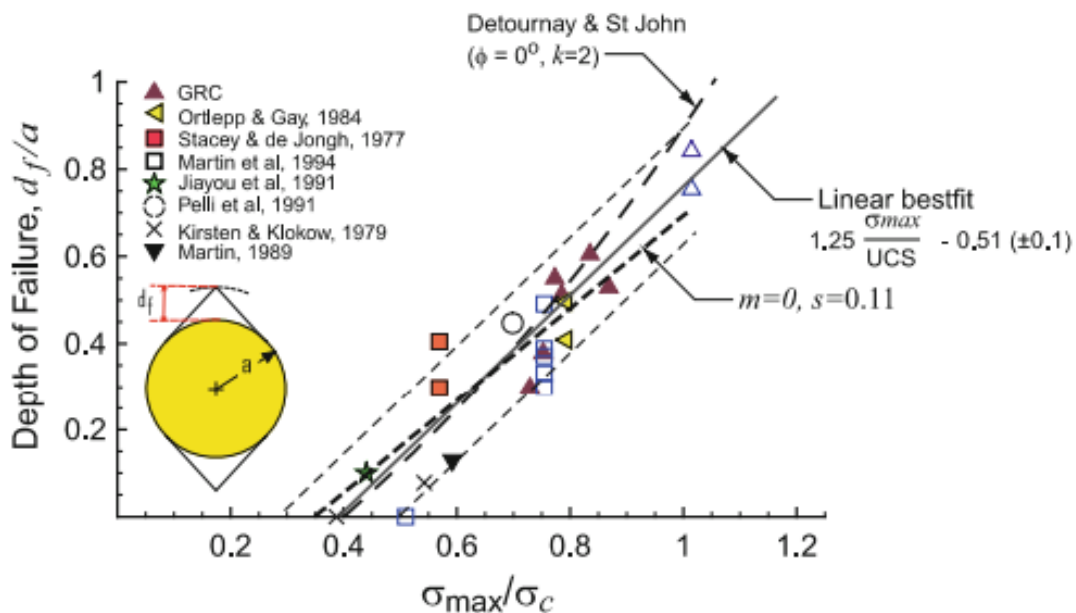


Figura 2.43 – Profundidade da ruptura em função da razão $\sigma_{\max}/\text{UCS}$ (Cai & Kaiser, 2014).

2.6.5.3. RESISTÊNCIAS APARENTES E REAIS DA ROCHA *IN SITU* PERTO DOS LIMITES DA ESCAVAÇÃO

Outras hipóteses sobre a redução da resistência *in situ* da rocha maciça sugerem que a resistência medida em laboratório (UCS) tende a superestimar a resistência real de campo. Essas hipóteses foram desenvolvidas com base em retroanálises e observações de campo. Cai & Kaiser (2014) propuseram que efeitos de escala e processos dependentes do tempo podem reduzir a resistência de longo prazo da rocha para algo entre 70% e 80% da UCS, ou até menos, ainda que superior às interpretações mais conservadoras.

Uma possível explicação para essa discrepância está na forma como a resistência é avaliada. Se as condições reais de contorno da escavação não forem corretamente consideradas, a resistência retrocalculada da rocha pode ser subestimada. Assim, é importante distinguir dois conceitos fundamentais (Cai & Kaiser, 2014):

- Resistência Aparente da Rocha: resistência calculada a partir de modelos simplificados, que assumem perfis de escavação lisos e regulares, além da utilização de índices de resistência elástica, como a razão $\sigma_{\max}/\text{UCS}$;
- Resistência Real da Rocha: resistência obtida a partir da consideração da verdadeira geometria da escavação, incluindo suas irregularidades e os efeitos de concentração de tensões localizadas.

A forma real da borda de uma escavação subterrânea influencia significativamente o comportamento mecânico da rocha adjacente. A heterogeneidade do maciço e as irregularidades das superfícies de escavação geram concentrações locais de tensões que podem acelerar os processos de falha (Cai & Kaiser, 2014). Ainda que a intenção seja criar paredes lisas, o perfil real de uma escavação pode ser altamente irregular, devido a danos induzidos pela perfuração e detonação. Essas irregularidades resultam em pontos de concentração de tensões superiores aos previstos pelos modelos com geometrias simplificadas.

No caso do túnel *Mine-by*, por exemplo, a escavação foi realizada com perfuração de linha perimétrica e técnicas de quebra mecânica, a fim de minimizar os danos causados por explosivos. Ainda assim, o perfil apresentou uma rugosidade significativa, que resultou em um aumento local das tensões tangenciais na parede para 195 MPa, valor superior aos 169 MPa previstos pelas modelagens com geometria circular e lisa para o túnel. Quando a geometria real da escavação não é considerada, os modelos numéricos tendem a subestimar os esforços próximos às paredes do túnel, o que pode levar a interpretações equivocadas sobre a resistência *in situ* da rocha.

Essa diferença entre os modelos idealizados e as condições reais de campo pode ser visualizada na Figura 2.44, que apresenta as envoltórias de resistência *in situ* aparente e real.

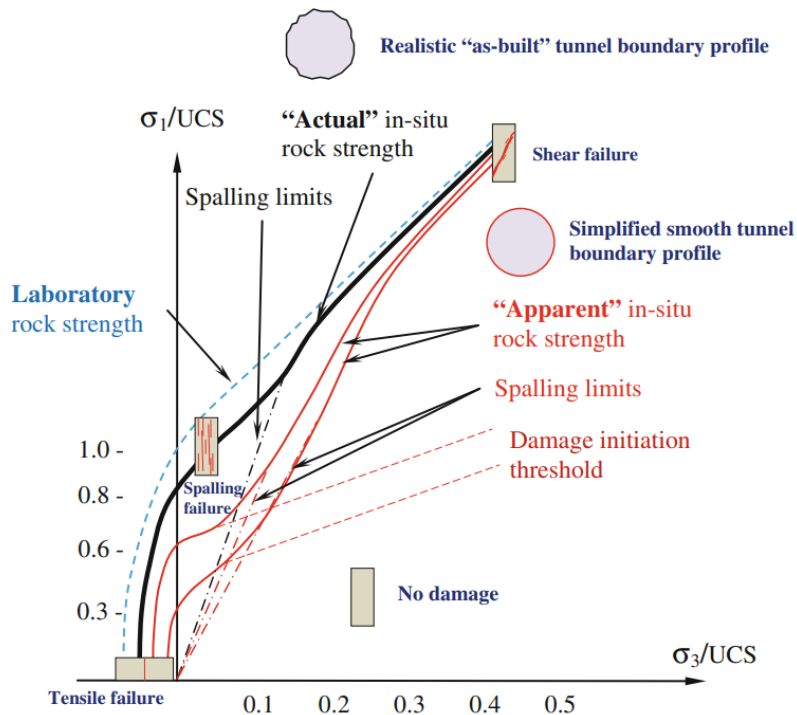


Figura 2.44 – Envoltórias de Resistência *in situ* Aparente e Real de Rochas Frágeis (Cai & Kaiser, 2014).

2.6.6. EVOLUÇÃO DAS SIMULAÇÕES POR *SPALLING*

O primeiro trabalho que buscou modelar a falha do experimento de *Mine-by* foi desenvolvido por Martin (1994). O modelo proposto teve como objetivo simular essa falha utilizando o *software Examine2D*. A partir das evidências, os processos físicos observados nos ensaios de laboratório foram relacionados com o processo de ruptura, partindo da conclusão de que a coesão diminuía conforme o dano se acumulava na rocha, e que as trincas se acumulavam à medida que o túnel avançava, especialmente nas proximidades da face do túnel, onde o dano era mais significativo.

Assim, o fenômeno foi associado à perda de coesão e, consequentemente, à redução da resistência. Para simular esse comportamento, adotou-se uma abordagem baseada na redução progressiva da resistência da rocha. No entanto, essa abordagem apresentava como limitação o fato de assumir que a perda de resistência ocorria de forma uniforme em toda a face da abertura.

Uma das conclusões do modelo foi que a ruptura se dava em regiões localizadas, coincidentes com as maiores concentrações de tensão tangencial ao redor do túnel. Ainda, o estudo indicou que, em condições planas, a zona de instabilidade em uma abertura circular restringe-se a uma camada fina no teto da escavação.

Concluiu-se também que a modelagem de um processo progressivo de ruptura é complexa, exigindo uma abordagem que represente a evolução gradual do dano. Modelos que simplesmente removem a zona rompida tendem a superestimar essa região, pois não conseguem representar adequadamente o comportamento realista da ruptura. A Figura 2.45, apresenta a estabilidade da zona rompida.

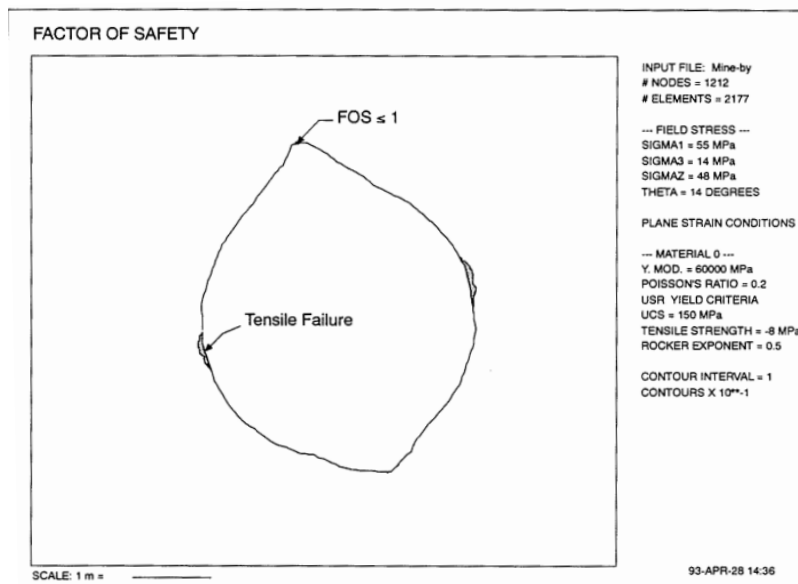


Figura 2.45 – Estabilidade do túnel do experimento *Mine-by*. Apenas a falha por tração nas paredes laterais é indicada (Martin, 1994).

O modelo de falha proposto por Martin (1994) utilizou o modelo de trinca compressiva, em que uma elipse aberta é modelada e o crescimento da trinca é controlado por uma média das tensões na ponta da trinca. A modelagem consistia em representar um estado de tensões que gerasse, na coroa do túnel, uma tensão tangencial próxima àquela estimada para a ruptura nessa região. Nessa zona, inseriu-se uma região com módulo de Young inferior ao restante do modelo, com o objetivo de simular o início do processo de fraturamento, que ocorria próximo a 100 MPa.

O módulo foi então reduzido gradualmente, e, quando o modelo atingiu 30 GPa, ou cerca de 50% da rigidez original, surgiram tensões de tração nas bordas dessa zona. Inseriu-se manualmente uma trinca elíptica orientada na direção da tensão principal máxima, o que revelou que a trinca era instável, propagando-se ao ser estendida. A fratura se estabilizava em uma extremidade e permanecia instável na outra. A geometria favorecia a formação de placas delgadas.

Esse processo foi repetido manualmente, com a criação de novos entalhes, zonas amolecidas e

fraturas, até formar um entalhe estável. A trinca era sempre inserida na direção das tensões principais máximas (paralelas a elas), e as pontas das trincas tornavam-se instáveis, propagando-se nessa direção. O comportamento dessas fraturas compressivas tende a evoluir paralelamente, até alcançar uma região crítica, momento em que passam a se curvar em direção à borda do túnel. Abaixo apresenta-se a Figura 2.46, que demonstra o fator de segurança da análise no início do processo de análise.

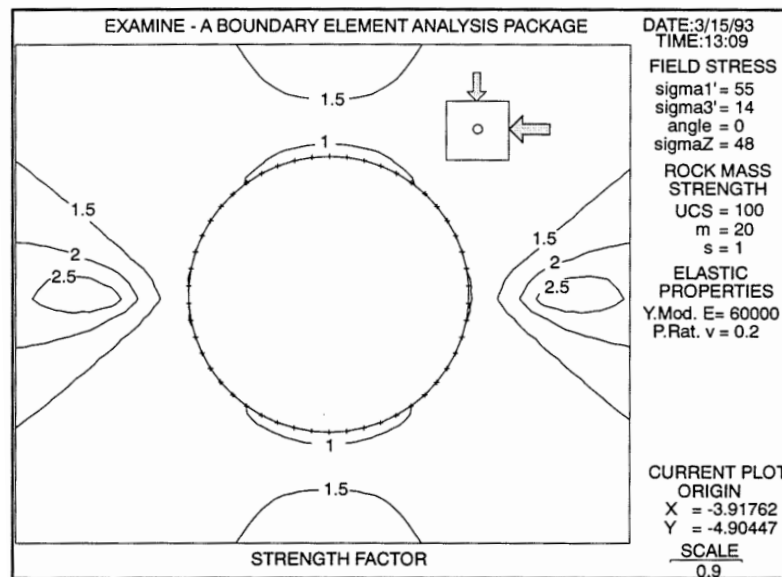


Figura 2.46 – Estabilidade ao redor de um túnel circular. Nota-se a fina camada de material (< 1) que sofreu falha. No entanto, a falha *in situ* se inicia em um ponto, e não como uma camada fina (Martin, 1994).

À época da ruptura, o relatório técnico (Read & Martin, 1996) concluiu que nenhum modelo contínuo conseguiu simular a transição entre o meio contínuo e o meio descontínuo, de forma prévia e preditiva. As análises elásticas foram utilizadas para retroanalisar os estados de tensão e explicar as assimetrias observadas nos colapsos das sondagens citadas anteriormente.

Nesses modelos, à época, os trabalhos necessitaram reduzir o critério de Hoek–Brown, de 157 MPa para 100 MPa. Uma das conclusões foi que esse processo poderia ser incorreto, com base nos dados de microssismicidade, os quais indicavam que a redução de resistência devido ao dano não era generalizada.

Uma das tentativas de simulação envolveu o uso de modelos que representassem o comportamento *strain-softening*, nos quais o módulo é reduzido progressivamente à medida que a resistência excede um valor crítico (Read & Martin, 1996). Em um desses modelos, a cada etapa em que os elementos excediam o limite de resistência, o módulo era reduzido em

20%. Demonstrando que apenas uma região limitada do módulo foi reduzida, até 36%, e que a zona de dano era menor e apresentava geometria distinta, conforme apresentado na Figura 2.47.

No FLAC, sempre que o elemento entrava em uma região em condição de falha ou nas bordas da escavação, ele era removido, e as tensões eram redistribuídas. O resultado era altamente dependente das regras de remoção dos elementos, e verificou-se que as regras de falhamento adotadas influenciavam significativamente nos resultados.

O trabalho de Read & Martin (1996), utilizando modelos elásticos axisimétricos e tridimensionais, contribuiu para a correlação das tensões *in situ*, porém, esses modelos não foram suficientes para representar o comportamento de ruptura.

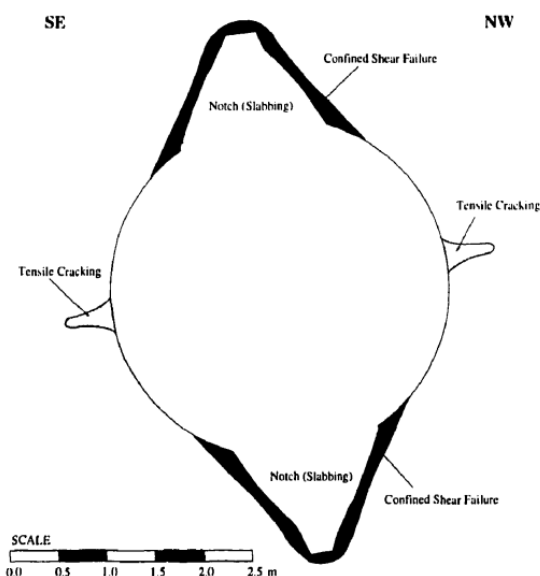


Figura 2.47 – Dano previsto devido à escavação ao redor do túnel do experimento *Mine-by* (Read & Martin, 1996).

Em 2002, o primeiro modelo a ter êxito na retroanálise do experimento *Mine-by* com elementos discretos foi o proposto por Hajiabdolmajid et al. (2002), que apresentou o modelo CWFS, o qual considerava a degradação progressiva da coesão e o aumento da resistência friccional como função da deformação plástica acumulada. Esse comportamento é ilustrado nas Figuras 2.30, 2.31 e 2.33, que mostram, respectivamente, a evolução dos componentes de resistência em função da deformação, sua aplicação em diferentes contextos (laboratório e escavações subterrâneas), e a predição da zona de falha em maciços rochosos.

O modelo CWFS foi capaz de simular com precisão a formação do entalhe em forma de “V”

(V-notch), sendo seu principal avanço a capacidade de interromper o processo de dano de maneira adequada. Além disso, demonstrou superioridade em relação às abordagens tradicionais, como os modelos elástico-perfeitamente plástico e elástico-frágil-plástico, os quais se baseiam apenas em representar o comportamento do material, sem considerar os processos micromecânicos que ocorrem ao redor do túnel (Hajiabdolmajid et al., 2002).

Apesar de sua eficácia, o modelo apresenta limitações no que se refere à simulação do processo progressivo de formação de fissuras de tração, o que torna a abordagem contínua menos adequada para representar a natureza discreta da falha frágil, a qual resulta da nucleação e coalescência de fissuras de tração, culminando em uma ruptura por cisalhamento. Ressalta-se que os limites de deformação podem variar consideravelmente entre diferentes tipos de rocha.

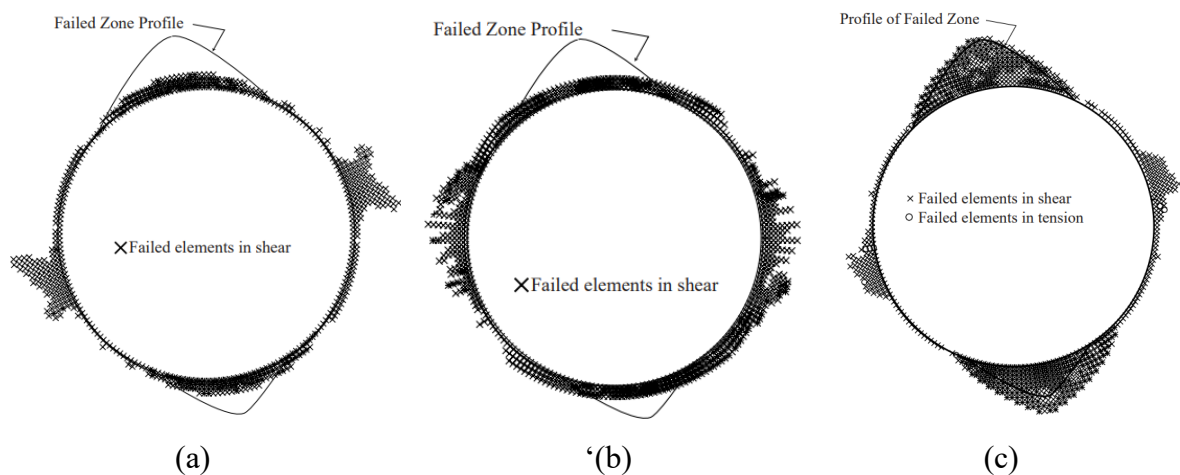


Figura 2.48 – Predição da zona de falha: (a) elástico-perfeitamente plástico, (b) elástico-frágil-plástico e (c) CWFS (Hajiabdolmajid et al., 2002).

O modelo DISL, desenvolvido por Diederichs (2007), introduziu um critério bilinear de ruptura baseado na iniciação de dano e no limite de *spalling* em maciços rochosos sob baixos confinamentos. Esse modelo busca representar, de forma simplificada, a não simultaneidade entre a degradação coesiva e a mobilização da resistência friccional, reproduzindo efeitos similares aos do modelo CWFS. Sua formulação permite representar a transição entre a ruptura por tração (Modo I) e por cisalhamento (Modo II), sendo particularmente útil para modelar comportamentos de falha em escavações subterrâneas profundas.

Posteriormente, os estudos propostos por Cai & Kaiser (2014) destacaram a distinção entre resistência aparente e resistência real *in situ*, sendo ele o primeiro a propor uma modelagem que considera o estado real de resistência, sem necessidade de reduzi-la artificialmente. A

resistência aparente é derivada de modelos com geometria idealizada, enquanto os que consideram a resistência real incorporam as irregularidades nas paredes escavadas e os efeitos de concentração de tensões.

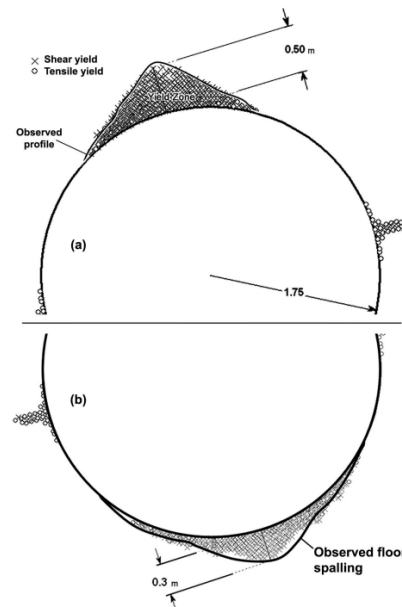


Figura 2.49 – Simulação por método dos elementos finitos com o DISL.

O estudo numérico conduzido por Cai & Kaiser (2014), utilizando o método dos elementos finitos (MEF), foi capaz de simular com sucesso tanto a extensão quanto a profundidade do entalhe no teto do túnel, apresentando resultados bastante próximos das observações de campo, conforme ilustrado na Figura 2.50.

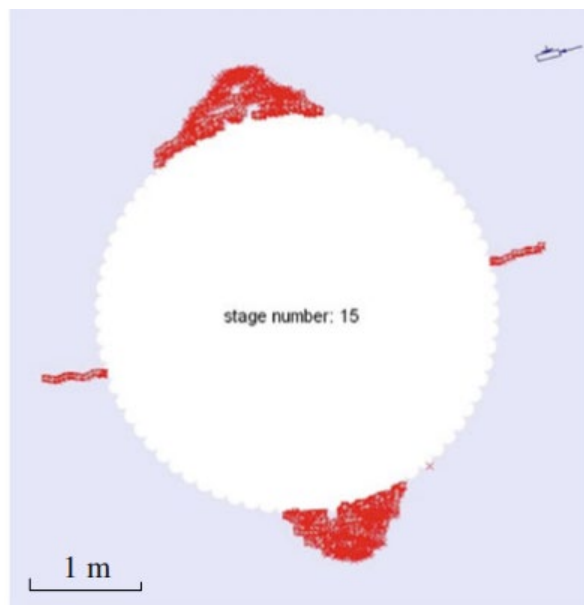


Figura 2.50 – Resultado da simulação apresentada por (Cai & Kaiser, 2014).

Em 2004, foi desenvolvido um dos primeiros trabalhos com elementos discretos que buscavam simular o comportamento de maciços rochosos cimentados, conforme discutido anteriormente quanto às limitações do modelo. A proposta consistia em simular o meio granular cimentado por meio do BPM (*Bonded Particle Model*), utilizando o modelo de contato linear paralelo (Potyondy & Cundall, 2004).

A escavação foi simulada com base em uma seção discretizada a partir de uma distribuição aleatória de partículas. Os parâmetros microestruturais foram ajustados por meio da calibração das tensões características da rocha. A modelagem foi capaz de reproduzir de forma realista o desenvolvimento de trincas e do processo de ruptura. No entanto, as trincas geradas apresentaram-se esparsas e não resultaram na formação do entalhe em formato “V” característico da ruptura observada em campo, conforme Figura 2.51.

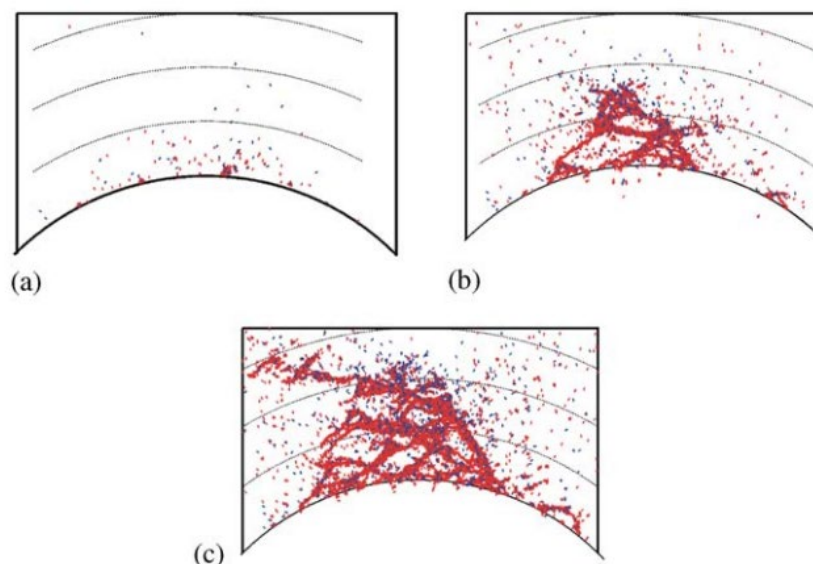


Figura 2.51 – Efeito do fator de redução de resistência no padrão de dano no modelo *Mine-by* (PFC2D): (a) Redução 0,75, (b) Redução 0,60 e (c) Redução 0,50 (Potyondy & Cundall, 2004).

O modelo *Flat-joint* foi implementado com o objetivo de superar as limitações do modelo de contato linear paralelo e aumentar o intertravamento entre partículas. Potyondy & Ivars (2020) analisou uma modelagem do Experimento de Estabilidade do Pilar de Äspö (APSE) (Andersson et al., 2009). O modelo foi capaz de simular a zona inicial de *spalling*, anterior à formação de entalhes profundos em forma de “V”. No entanto, observou-se a formação de fraturas esparsas ao redor do túnel.

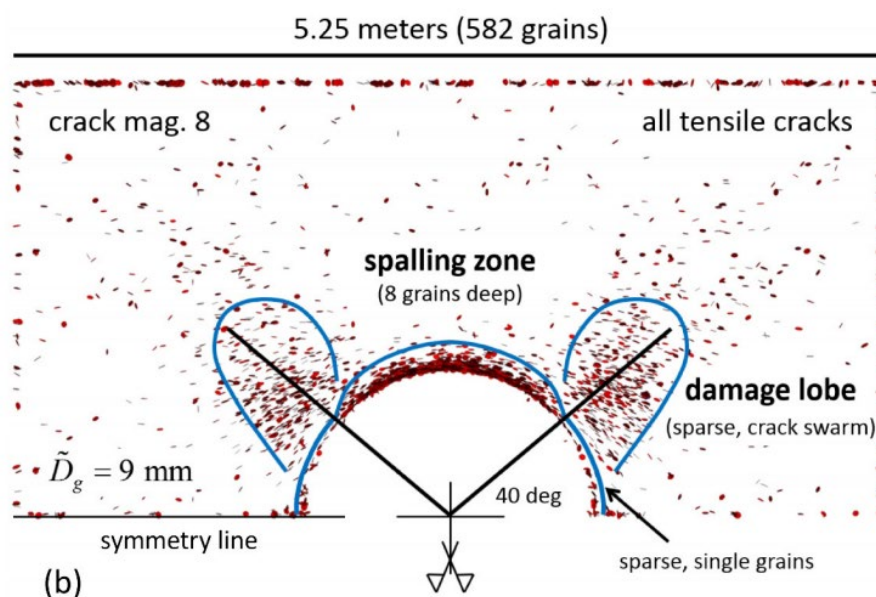


Figura 2.52 – Dano sobreposto ao dano após a escavação (Potyondy & Ivars, 2020).

O mesmo modelo de contato avaliou a capacidade de simular o *spalling*, tomando como referência o experimento *Mine-by* realizado no granito *Lac du Bonnet* (Potyondy et al., 2020). Foram modelados três materiais, todos com partículas utilizando o modelo de contato *flat-jointed*, diferenciando-se apenas pela forma dos grãos: esférico, tesselação de Voronoi e tetraédrico. O modelo de contato simulou satisfatoriamente os ensaios laboratoriais, e o PFC3D foi utilizado para simular a zona de *spalling*. No entanto, os grãos tetraédricos se mostraram mais adequados para a modelagem do mecanismo de dano.

Entretanto, nenhuma das formas de grão nos materiais intactos resultou na formação dos entalhes. Segundo o autor, a tesselação de Voronoi não gerou entalhes; contudo, outros estudos indicam que o processo de progressão de dano poderia ser melhor simulado com células de Voronoi (Potyondy et al., 2020). No estudo, concluiu-se que as escavações poderiam ser simuladas com o material intacto.

Por fim, o estudo conclui que, para simular escavações em escala de túnel, existem duas abordagens viáveis (Potyondy et al., 2020):

- Utilizar material intacto com partículas no tamanho real dos grãos da rocha;
- Utilizar propriedades de maciço rochoso degradado (*crack initiation*), com partículas maiores, como adotado neste estudo.

Liu et al. (2020) realizou uma modelagem com o objetivo de incorporar a fragilidade do maciço,

utilizando *clumps* para representar o intertravamento dos grãos do granito e um modelo com amolecimento exponencial. Esse estudo menciona a calibração do modelo numérico à energia de propagação de fraturas, relacionando-a ao modelo de contato, sem eliminar heterogeneidades espúrias. Os resultados reproduziram o comportamento observado em laboratório.

O estudo também analisou a relação entre a resistência à compressão uniaxial e à tração, avaliando seu impacto na fragilidade do modelo. Valores mais altos de resistência à tração estão associados à ruptura por fendilhamento, enquanto valores mais baixos favorecem a ruptura por cisalhamento. O estudo ainda relaciona os parâmetros micromecânicos ao efeito de escala para resistência à tração, mostrando-se bastante variável e sensível, enquanto a resistência à compressão uniaxial mostrou-se invariante.

Esses modelos exigem ajustes nos parâmetros de resistência ao cisalhamento para reduzir a UCS ao valor observado em campo, sem eliminar a manifestação da resistência à tração. O trabalho conclui que utilizar valores adequados da razão σ_c/σ_t é essencial para capturar corretamente o mecanismo de ruptura. Um dos resultados é apresentado na Figura 2.53.

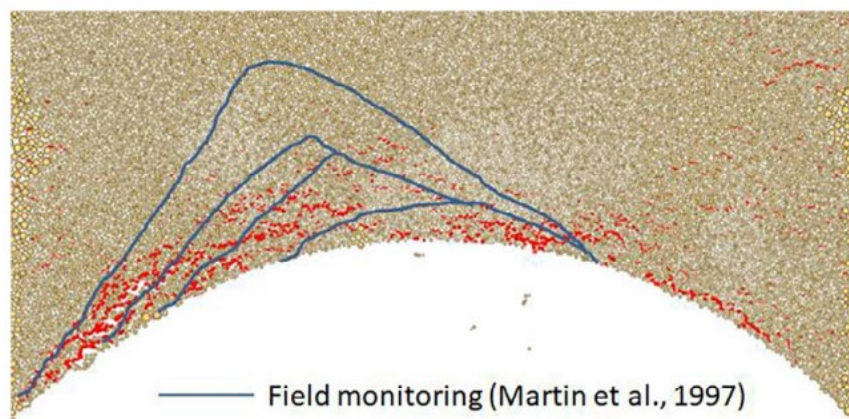


Figura 2.53 – Ruptura do túnel *Mine-by* utilizando o modelo de amolecimento exponencial, com $\sigma_c/\sigma_t=24,1$ (Liu et al., 2020).

Bai et al. (2024) também realizaram estudos sobre a forma das partículas e desenvolveu um modelo que incorpora o comportamento de amolecimento. Nessas simulações, a forma das partículas desempenhou um papel importante, especialmente o modelo tetraédrico, que superou as limitações previamente citadas do BBM (*Bonded Ball Model*), reproduzindo a simulação do experimento *Mine-by* com o objetivo de simular a formação do entalhe.

Mais uma vez, foi citada como fator relevante para a ruptura a relação entre resistência à

compressão uniaxial e resistência à tração, sendo esse parâmetro calibrado com base nos valores de campo. No modelo de Potyondy & Cundall (2004), essa relação foi calibrada para um valor mais baixo.

A fragilidade associada a esse fator é variável, dependendo do tipo de geometria de contato. Quando o amolecimento é considerado, o valor da razão σ_c/σ_t (compressão uniaxial/tração) varia entre 2 e 25 para o BPM (*Ball Particle Model* – modelo de partículas esféricas), entre 9 e 49 para o PPM (*Polygonal Particle Model* – modelo de partículas poligonais), e entre 11 e 82 para o TPM (*Trilateral Particle Model* – modelo de partículas triangulares), dependendo do valor do parâmetro de amolecimento ζ . Os resultados são apresentados na Figura 2.54, e o modelo com geometria TPM, mostrou maior concordância, no entanto dependendo de uma calibração extensiva.

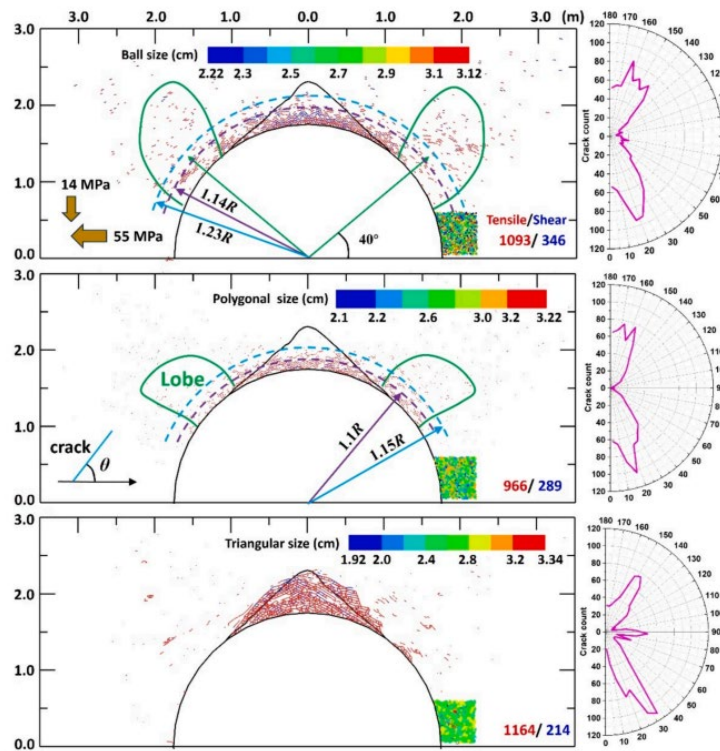


Figura 2.54 – Ruptura numérica do teto do Túnel *Mine-by* com diferentes formas de grão (BPM, PPM e TPM, de cima para baixo). O dano induzido pela escavação é representado por ligações rompidas (azul para cisalhamento, vermelho para tração). A linha escura delimita o perfil do entalhe observado em campo (Bai et al., 2024).

Rasmussen & Farias (2019) utilizou um modelo de contato baseado em *lattice* para simular a ruptura por *spalling*, sem a necessidade de calibração como exigido nas modelagens anteriores, conforme apresentado na Figura 2.55. No entanto, os resultados não representaram plenamente

o processo de ruptura.

O autor calibrou o modelo com base no *Cohesive Zone Model*, com o objetivo de representar o comportamento pós-pico e frágil, por meio da calibração da energia de fratura. Além disso, apresentou um método de geração de malha voltado para geometrias complexas, cujos resultados foram similares aos obtidos pelo método dos elementos finitos.

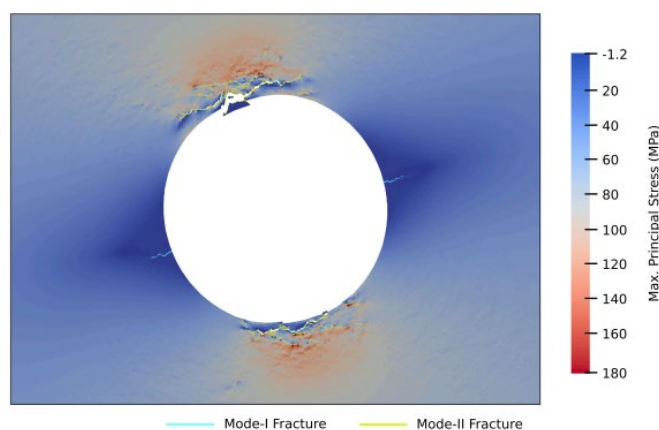


Figura 2.55 – Resultado obtido a partir da simulação do túnel *Mine-by* utilizando o modelo RBSN (Rasmussen & de Farias, 2019).

Soares (2021) realizou uma modelagem numérica utilizando o modelo CVBM (*Continuum Voronoi Block Model*), uma abordagem pseudo-descontínua implementada no RS2. Nesse modelo, a tesselação de Voronoi é discretizada, com a inserção de juntas de Goodman entre os blocos, com o objetivo de simular a ruptura entre eles.

O modelo permanece íntegro, sem falhas, até que a deformação axial aumente. A partir disso, surgem trincas que evoluem para fraturamentos e formação de placas de rocha, simulando o processo de *spalling*. Conforme apresentado no resultado da Figura 2.56.

O modelo mostrou-se capaz de simular a ruptura por *spalling*, porém, requer calibrações extensas para representar adequadamente o fenômeno.

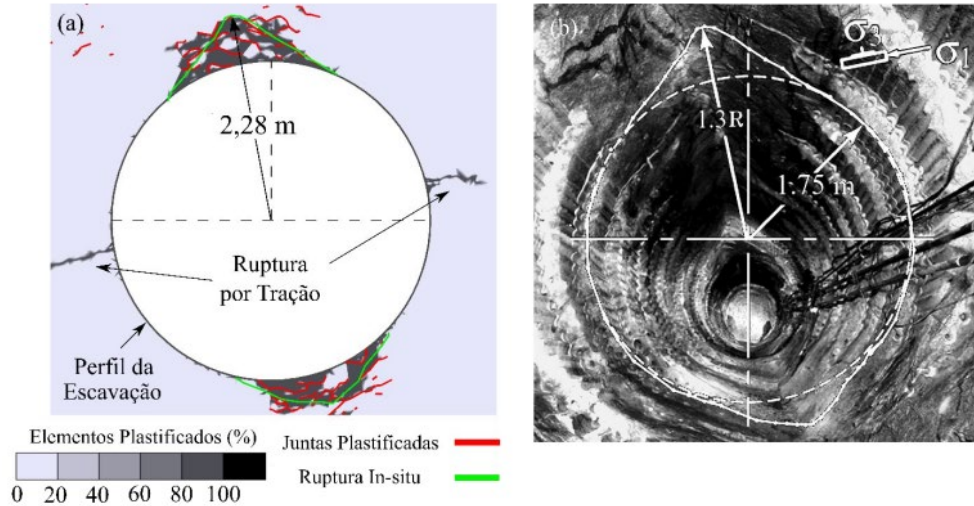


Figura 2.56 – (a) Modelo CVBM do túnel *Mine-By* calibrado e (b) ruptura registrada em campo (Soares, 2021).

Sanipour et al. (2022) também desenvolveu um modelo pseudo-descontínuo similar ao proposto por Soares (2021) que buscou calibrar a resistência trilinear do material com base no modelo DISL, utilizando uma curva de calibração em forma de “S”, com o objetivo de representar a transição da resistência à falha por tração para o cisalhamento. No entanto, o modelo, calibrado para a resistência de pico observada em ensaios laboratoriais, não foi capaz de reproduzir a falha em forma de “V”, necessitando de redução para valores de *crack initiation*.

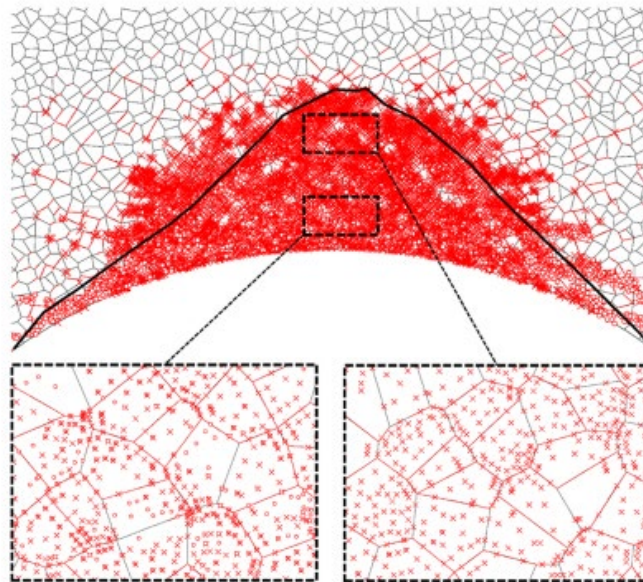


Figura 2.57 – Mecanismo de ruptura simulado do túnel *Mine-by* utilizando o modelo VTM (*Voronoi Tessellated Model*) calibrado com a envoltória de resistência trilinear (Sanipour et al., 2022).

3. METODOLOGIA

Nesta pesquisa, busca-se validar modelos computacionais e compreender o comportamento de túneis escavados em maciços rochosos submetidos a elevadas tensões *in situ*. Para isso, realizam-se etapas sucessivas de verificação numérica, tanto em escala laboratorial quanto em escala de campo, com o objetivo de avaliar a capacidade preditiva dos modelos adotados. Inicialmente, são conduzidos ensaios de simulação baseados em dados experimentais de laboratório, incluindo compressão uniaxial, tração, tenacidade de fratura e ensaios triaxiais, e a fim de verificar a fidelidade do modelo em reproduzir o comportamento elástico dos materiais, tanto no Método dos Elementos Discretos (MED) quanto no Método dos Elementos Finitos (MEF). Essa etapa envolve processos de modelagem numérica, cujas configurações são definidas com base na literatura e comparadas com dados experimentais disponíveis, assegurando a fundamentação técnica do modelo.

A motivação central da escolha metodológica reside na limitação de abordagens existentes quanto à conciliação entre fidelidade física e aplicabilidade prática, o que impõe a necessidade de desenvolver alternativas capazes de representar, de forma mais realista, os processos de propagação de microfissuras em maciços rochosos, reduzindo a dependência de calibrações empíricas extensas.

Rasmussen (2021) introduziu um modelo numérico que elimina heterogeneidades artificiais associadas à rigidez interna do sistema, distantes do comportamento físico real dos materiais, e que também dispensa ajustes baseados em tentativa e erro. Esse modelo, denominado *Hybrid Lattice/Discrete Element Method (Hybrid LDEM)*, foi posteriormente combinado com o modelo DISL por Rasmussen e Min (2024), originando a abordagem DISL-LDEM, adotada nesta pesquisa. A combinação oferece uma estrutura robusta e simplificada, capaz de representar a tenacidade de fratura por meio de conceitos da mecânica da fratura, permitindo simular tanto a distribuição de tensões de forma correta quanto a resistência à propagação de fraturas.

Na etapa seguinte, a metodologia DISL-LDEM é aplicada a dois estudos de caso representativos: o experimento *Mine-by* e a da Usina Hidrelétrica (UHE) de Itá. O primeiro tem como finalidade reproduzir e compreender o comportamento do maciço rochoso em condições controladas, enquanto o segundo também estabelece uma correlação entre os resultados da

simulação e métodos empíricos e correlações de parâmetros utilizados na prática geotécnica, avaliando a compatibilidade dos resultados e a confiabilidade do modelo.

Por fim, a investigação contempla as conclusões de Cai & Kaiser (2014), que discutem a influência da morfologia das interfaces das paredes dos túneis na resistência real da Rocha. Para tanto, são realizadas simulações com diferentes geometrias de parede: lisa, rugosa natural e rugosidade semicircular. Cada uma dessas etapas contribui com interpretações que subsidiam avanços na modelagem numérica de túneis e fornecem respostas para futuras aplicações em projetos de engenharia subterrânea.

3.1. CARACTERIZAÇÃO DOS *SOFTWARES* UTILIZADOS

Nesta pesquisa, foi empregado o software PFC2D e 3D (*Particle Flow Code*), versão 7.0.161, desenvolvido pela ITASCA Consulting Group Inc., sendo essa uma ferramenta computacional baseada no método dos elementos discretos (MED), utilizada para modelar comportamentos mecânicos de partículas (ITASCA, 2023b). Nesse programa, as partículas são corpos rígidos com massa finita que se movem independentemente umas das outras e podem transladar ou rotacionar. O programa foi lançado em 1994 e é amplamente utilizado em pesquisas científicas, que pretendem simular o comportamento de rochas e solos em escala laboratorial até fenômenos de campo.

Além disso, utilizou-se o software *Abaqus Learning Edition* (Dassault Systèmes, 2023), versão 6.23-3, desenvolvido pela Dassault Systèmes. O *Abaqus* é uma ferramenta baseada no método dos elementos finitos (MEF), amplamente empregada para a simulação de comportamentos mecânicos e estruturais de materiais em diferentes escalas, com aplicações em engenharia civil, mecânica e geotécnica.

3.2. MODELO DE CONTATO E PARÂMETROS UTILIZADOS

O modelo utilizado na presente pesquisa é o *Spring Network Model* (ITASCA, 2024b), o qual se baseia no modelo de contato proposto por Rasmussen (2021), denominado *Hybrid LDEM*. Essa abordagem elimina a necessidade de calibrações por tentativa e erro, permitindo a reprodução das propriedades elásticas de forma homogênea, ou, quando desejado, de maneira heterogênea, com controle dos parâmetros de interesse definidos pelo usuário, garantindo, assim, a isotropia do sistema numérico.

Adicionalmente, o modelo possibilita o controle da tenacidade de fratura associada a malha, como será detalhado posteriormente. Os parâmetros do modelo são apresentados na Tabela 3.1:

Tabela 3.1 – Parâmetros do *Hybrid LDEM*.

Parâmetro	Como obter (método principal)
Densidade do material, ρ (kg/m ³)	Obtido pelo Método do Paquímetro e o Método da Submersão;
Módulo de Young, E (GPa)	Laboratório: Compressão uniaxial e/ou triaxial;
Coefficiente de Poisson, ν	Laboratório: medido junto com E;
Resistência à Tração dos contatos, σ_t (MPa)	Ensaio brasileiro (diametral) e/ou tração direta;
Coesão das Ligações, c (MPa)	Calibração pelo método de DISL- MEF (Diederichs, 2007). Ajustado para envoltória de Mohr-coulomb;
Ângulo de Atrito dos contatos, ϕ (°)	Calibração pelo método de DISL- MEF (Diederichs, 2007). Ajustado para envoltória de Mohr-coulomb;
Ângulo de Atrito residual de Contato, ϕ_r (°)	Calibrado para representar o atrito entre os minerais;

3.3. METODOLOGIA DE RASMUSSEN & MIN (2024)

Rasmussen & Min (2024) propuseram uma metodologia para a modelagem de rupturas por *spalling*, com enfoque em uma abordagem preditiva baseada no acoplamento entre os métodos DISL (Diederichs, 2007) e LDEM (Rasmussen, 2021). As simulações apresentaram respostas realistas em túneis escavados em rochas duras e de comportamento frágil.

A modelagem foi conduzida em três etapas principais:

1. Geração da malha;
2. Definição dos parâmetros físicos de entrada;
3. Execução da simulação numérica.

A etapa inicial compreende a construção de um modelo de blocos por meio da tesselação de Voronoi, utilizando o modelo de contato LDEM implementado no software PFC (*Particle Flow Code*), como *spring network model*.

Na etapa subsequente, são definidos os parâmetros de entrada, como: densidade, módulo de Young, coeficiente de Poisson e resistência à tração do modelo correspondente à rocha em análise. A coesão e o ângulo de atrito dos contatos foram determinados com base no critério de Mohr-Coulomb ajustando a envoltória de iniciação de danos proposto no modelo de Hoek-Brown, conforme os valores de pico apresentados na Tabela 3.2. A definição desses parâmetros seguiu a abordagem DISL, descrita anteriormente, fundamentada nos trabalhos de Farahmand & Diederichs (2023), que também forneceram os valores utilizados para o ângulo de atrito residual.

Tabela 3.2 – Valores recomendados de pico (“*peak*”) e residual (“*residual*”) dos parâmetros a , s e m da envoltória de resistência ao cisalhamento generalizada de Hoek–Brown, para aplicação na abordagem DISL- MEF (Diederichs, 2007).

“Pico”	Valor/Equação	“Residual”	Valor/Equação
a_{peak}	0.25	a_{res}	0.75
s_{peak}	$\left(\frac{CI}{UCS}\right)^{\frac{1}{a_{peak}}}$	s_{res}	0.001
m_{peak}	$\left(\frac{UCS}{DTS}\right)s_{peak}$	m_{res}	6-12

A terceira etapa consiste na simulação do processo de escavação, a qual segue os seguintes procedimentos:

- Inicialização das tensões *in situ* no modelo, com simulação da escavação baseada na metodologia de convergência-confinamento aplicada a um modelo quase tridimensional (adaptado para 2D nesta dissertação), conforme proposto por Panet & Guenot (1983);
- Aplicação de um fator de amortecimento local elevado, a fim de garantir condições quase estáticas;
- Execução do modelo até a estabilização da ruptura da rocha.

3.4. DEFINIÇÃO E CONFIGURAÇÃO DA GEOMETRIA

O presente estudo tem por objetivo demonstrar um procedimento sistemático de calibração da tenacidade à fratura em modo I (K_{IC}), a partir da relação entre a discretização da malha de elementos e esta propriedade mecânica. A abordagem adotada fundamenta-se na

proporcionalidade previamente identificada em modelos de treliça, conforme descrito por Jagota & Bennison (1995), e em modelos de partículas coladas via MED, conforme Potyondy & Cundall (2004), expressa a seguir:

$$\left(\frac{K_{IC}}{\sigma_t}\right) \propto \text{Tamanho da Malha} \quad \text{Equação 3.1}$$

No contexto do método LDEM, tal calibração é viabilizada pela mitigação de heterogeneidades espúrias, frequentemente observadas em modelos tradicionais de elementos discretos. A incorporação de características típicas de modelos contínuos permite a introdução controlada de heterogeneidades no domínio de simulação, favorecendo a representatividade física do comportamento da rocha e eliminando a necessidade de processos empíricos baseados em tentativa e erro.

Durante simulações de propagação de fraturas, Bolander & Saito (1998) observaram que o uso de malhas de Voronoi mal formuladas pode introduzir vieses significativos nos resultados. Com o intuito de mitigar tais efeitos, os autores propuseram a utilização de amostragem baseada em discos de Poisson como método para a geração de malhas com maior regularidade espacial.

O algoritmo de discos de Poisson correspondente inicia-se com a inserção aleatória de sementes de Voronoi, conforme ilustrado na Figura 3.1. As sementes que não atendem à distância mínima estabelecida devem ser removidas e reinseridas em um processo iterativo. Esse procedimento foi implementado nesta dissertação por meio de programação em C++, que realiza as iterações até que todas as partículas sejam inseridas adequadamente ou que se atinja um número máximo de tentativas (tipicamente 10.000).

A Figura 3.1 representa um exemplo do conjunto de sementes gerado com essa metodologia, respeitando um valor definido de D_{min} . A codificação inclui diversas garantias que asseguram a uniformidade da malha gerada, reduzindo a ocorrência de efeitos espúrios e assegurando a representatividade física do modelo.

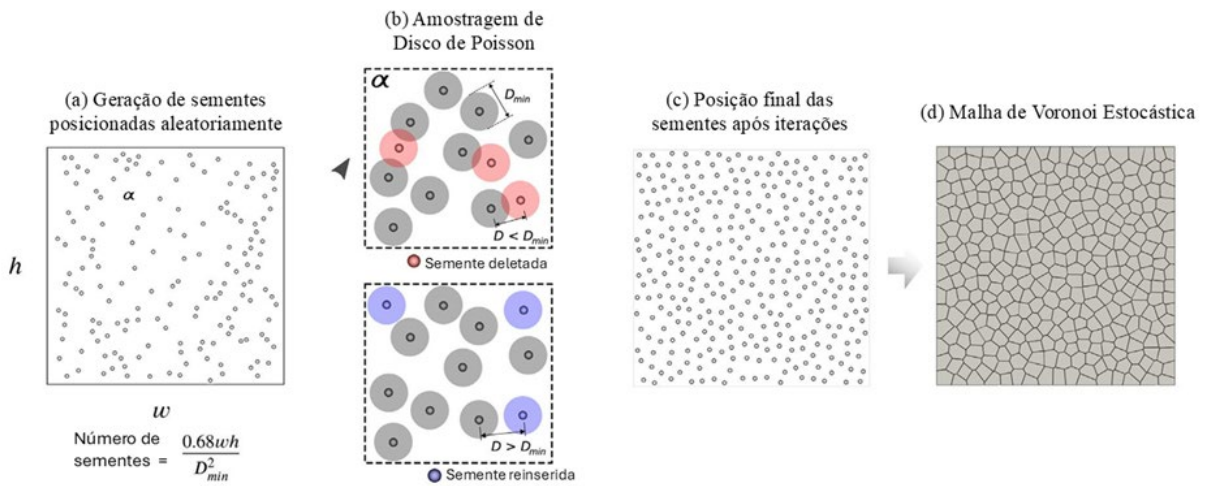


Figura 3.1 - Processo de geração de malha estocástica para obter um conjunto de sementes que respeitam um limite mínimo de distância, D_{min} (Adaptado de Rasmussen & Min (2024)).

3.5. SEQUÊNCIA DE ESCAVAÇÃO

A simulação da escavação foi realizada com base na metodologia de convergência-confinamento, aplicada a um modelo bidimensional, conforme proposta por Panet & Guenot (1983). A escavação foi implementada por meio da técnica de espelhamento descrita por Yip et al. (2005), a qual define uma região circular central no domínio numérico representou a geometria do túnel. Essa região foi inicialmente ocupada por elementos do tipo Voronoi e, posteriormente, escavada pela remoção dos elementos internos.

Imediatamente após a remoção das partículas na região escavada, foi aplicado um *script FISH*, disponível nos Apêndices, diretamente nas facetas do contorno da abertura, responsável por promover um processo de desconfinamento gradual. Esta operação foi executada de forma simultânea à ativação progressiva do campo gravitacional, cuja aceleração foi incrementada linearmente de 0 até 9,81 m/s² ao longo da etapa de escavação, conforme ilustrado na Figura 3.2. Tal abordagem possibilitou a representação, em ambiente bidimensional, dos efeitos tridimensionais associados ao alívio de tensões induzido pela escavação.

O processo de descarregamento foi controlado pela função *MvApplyTunnelStress_v4*, disponível no Apêndice A, responsável por aplicar tensões decrescentes nas facetas da escavação ao longo de um número predeterminado de iterações. O descarregamento foi modelado por meio de um parâmetro adimensional, que varia de 1 (confinamento total) até valores próximos de zero (confinamento totalmente removido). Essa abordagem viabilizou uma redistribuição gradual e fisicamente consistente das tensões ao redor da abertura, contribuindo

para a estabilidade numérica do modelo.

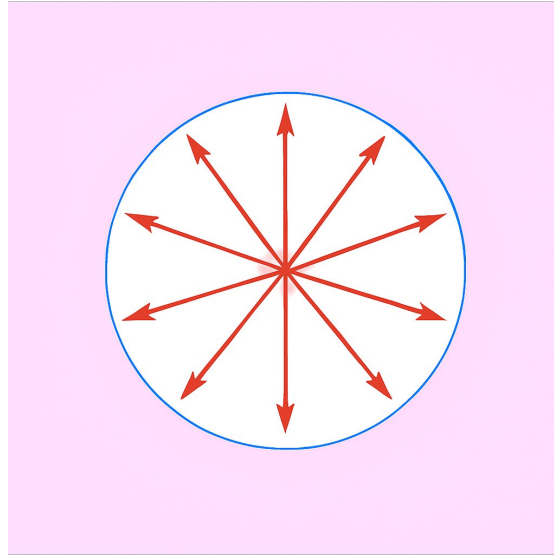


Figura 3.2 – Carregamento radial aplicado conforme o método de convergência-confinamento.

O decaimento das tensões foi representado por uma função exponencial contínua em duas fases. Na primeira fase, que se estendeu até uma fração do número total de iterações ($changePct \times maxIter$), o fator decaiu mais rapidamente, conforme:

$$factor(i) = e^{-k_1 i} \quad \text{Equação 3.2}$$

em que k_1 é a taxa inicial de descarregamento e i representa o número da iteração atual. Essa fase representa o estágio inicial da escavação, no qual o alívio de tensões tende a ocorrer de forma mais abrupta.

Após o ponto de transição, denominado $changeIter$, teve início a segunda fase do descarregamento, com um decaimento mais suave, de modo a garantir continuidade. Nessa fase, o valor final da etapa anterior foi mantido e multiplicado por um novo termo exponencial com taxa de redução k_2 , conforme:

$$factor(i) = e^{-k_1 \cdot changeIter} e^{-k_2(i - changeIter)} \quad \text{Equação 3.3}$$

Essa formulação contínua permitiu representar um alívio residual mais lento e estável, conforme a Figura 3.3, evitando descontinuidades abruptas na aplicação das tensões, o que é particularmente importante em modelos com malhas densas ou materiais de comportamento frágil.

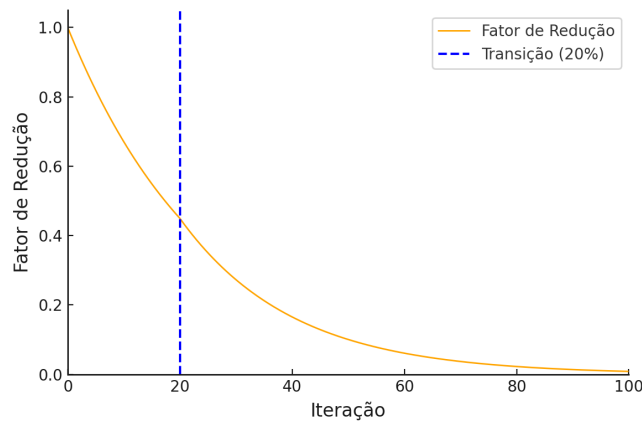


Figura 3.3 – Evolução do fator de descarregamento radial $factor(i)$ aplicado nas facetas da escavação.

As tensões *in situ* foram previamente aplicadas ao domínio computacional, assegurando o estado inicial de equilíbrio antes da escavação. A etapa de escavação teve duração total de quatro segundos de tempo de simulação, conduzida sob um fator de amortecimento local elevado (0,7), de modo a assegurar condições próximas ao equilíbrio estático e mitigar efeitos dinâmicos indesejados.

3.5.1. OUTRAS ESTRATÉGIAS DE SIMULAÇÃO DA SEQUÊNCIA DE ESCAVAÇÃO

Foram avaliadas diferentes abordagens para a simulação da sequência de escavação no Capítulo 6, com o objetivo de representar de forma mais fiel os mecanismos de redistribuição de tensões e a resposta da abertura ao alívio progressivo de carga em geometrias mais complexas.

A primeira abordagem, denominada escavação incremental com remoção sequencial, consistiu em desconfinar o túnel de dentro para fora, removendo progressivamente os elementos de Voronoi localizados no interior da escavação. Essa técnica busca simular o avanço da frente de escavação em estágios discretos, permitindo observar o desenvolvimento gradual das zonas de alívio e concentração de tensões ao longo do processo. No entanto, quando a geometria da escavação apresenta rugosidades naturais ou induzidas, a simulação torna-se significativamente mais complexa, uma vez que a remoção ordenada dos elementos internos pode interferir na integridade da malha e na continuidade do alívio de tensões. Irregularidades geométricas introduzem variações locais na propagação da frente de escavação, exigindo um controle mais refinado da sequência de remoção e da estabilidade numérica do modelo.

A segunda abordagem, denominada desconfinamento progressivo por degradação de rigidez de contato, foi implementada mantendo-se os elementos de Voronoi no interior do túnel, mas com

a rigidez de contato entre os grãos reduzida progressivamente. Esse procedimento simula a perda de confinamento de forma contínua, por meio da alteração das propriedades mecânicas dos contatos. O resultado é um comportamento semelhante ao da escavação completa, porém com transições mais suaves no campo de tensões, favorecendo a estabilidade numérica e a observação detalhada dos mecanismos progressivos de fraturamento.

3.6. CONFIGURAÇÕES COMPUTACIONAIS

As simulações numéricas desenvolvidas nesta pesquisa foram executadas em um computador com as seguintes especificações técnicas: processador Intel(R) Core (TM) i7-9750H CPU @ 2.60 GHz, 16 GB de memória RAM (15,8 GB utilizável), operando com um sistema operacional de 64 bits, baseado em arquitetura x64. Tal configuração demonstrou-se adequada para a execução dos modelos numéricos adotados, não sendo observadas limitações de desempenho relevantes durante a realização dos experimentos computacionais.

4. ESTUDOS DE VERIFICAÇÃO

Este capítulo tem como objetivo avaliar a capacidade do modelo *Hybrid LDEM (Lattice Discrete Element Method)* de reproduzir, em escala macroscópica, as propriedades mecânicas de rochas duras a partir de parâmetros microscópicos de entrada, eliminando a necessidade de calibração empírica por tentativa e erro. Para isso, foram realizados estudos numéricos sistemáticos baseados em ensaios convencionais de laboratório, complementados por simulações de propagação de fraturas (Tenacidade de Fratura) e aplicação em escala real de campo.

Como material de referência para a modelagem, foi selecionado o granito *Lac du Bonnet*, amplamente caracterizado na literatura e frequentemente utilizado em pesquisas sobre o comportamento de maciços rochosos. Sua composição homogênea e suas propriedades físicas bem documentadas fazem dele um candidato ideal para estudos de validação numérica.

O granito *Lac du Bonnet* é um granito rosa de composição homogênea, originário da província de Manitoba, no Canadá. As amostras analisadas foram extraídas a aproximadamente 130 metros de profundidade no *Underground Research Laboratory (URL)*, uma instalação subterrânea operada pela *Atomic Energy of Canada Limited (AECL)*, conforme ilustrado na Figura 4.1. O laboratório foi desenvolvido com o propósito de fornecer um ambiente geológico representativo para o desenvolvimento de pesquisas aplicadas ao gerenciamento de resíduos radioativos.

Localizado a aproximadamente 120 km ao nordeste de Winnipeg, o URL está inserido no batólito granítico de *Lac du Bonnet*, pertencente ao Escudo Canadense. O maciço é predominantemente composto por granito-granodiorito maciço, com a presença pontual de bandas gnáissicas e zonas fraturadas subverticais nas camadas superiores. Abaixo de 220 metros de profundidade, a rocha torna-se substancialmente menos fraturada, apresentando um comportamento estrutural mais íntegro, característica fundamental para análises que buscam eliminar interferências de descontinuidades naturais (Read, 2004).

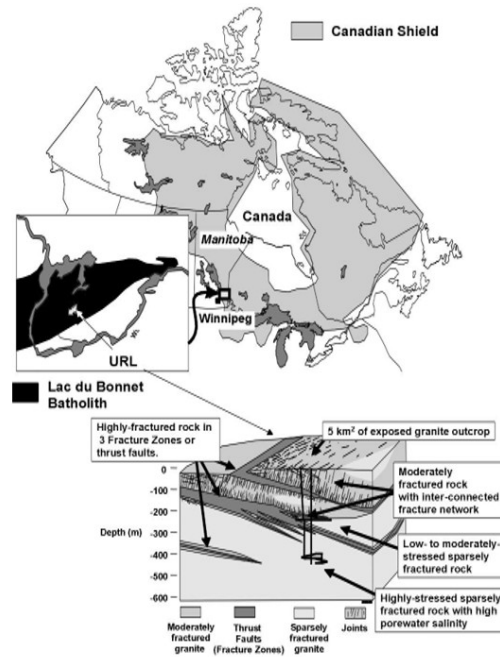


Figura 4.1 - Localização do URL da AECL no Escudo Canadense e seu contexto geológico. Fonte: Imagem adaptada de Chandler (2003).

A escolha desse granito justifica-se, portanto, não apenas pela homogeneidade mineralógica e disponibilidade de dados experimentais de alta qualidade, mas também pela possibilidade de comparação com modelos previamente documentados na literatura, como os realizados por Rasmussen & Min (2024). Tais características proporcionam uma base confiável para a validação das respostas numéricas obtidas com o LDEM, tanto em regime elástico quanto no estudo da resistência e da propagação de fraturas. Além disso, a adoção de um material amplamente documentado permite o desenvolvimento de estudos comparativos entre diferentes abordagens numéricas e analíticas, oferecendo uma base confiável para avaliação da precisão do modelo *Hybrid LDEM*.

Com base nisso, este capítulo está estruturado em diferentes frentes de investigação:

- A reprodução de propriedades elásticas por meio de ensaios de compressão uniaxial e tração direta, com análise da sensibilidade à discretização da malha;
- A simulação de ensaios triaxiais, visando avaliar a resposta pós-pico do material em função do confinamento e do atrito residual;
- A calibração da tenacidade à fratura em modo I a partir de modelos com trinca central e malhas geradas por amostragem de Poisson;

- E, por fim, uma análise comparativa em escala de campo entre os resultados do modelo LDEM e o método dos elementos finitos (MEF) para o estado de tensões ao redor de uma escavação circular.

Com isso, busca-se demonstrar a robustez, a precisão e a aplicabilidade prática do modelo *Hybrid LDEM* em diferentes regimes mecânicos e escalas de análise, estabelecendo uma base sólida para seu uso em simulações avançadas de engenharia de rochas.

4.1. SIMULAÇÕES EM ESCALA LABORATORIAL

4.1.1. CONFIGURAÇÃO DAS SIMULAÇÕES

O modelo numérico desenvolvido utilizou corpos de prova com formato adaptado, visando facilitar a aplicação das condições de contorno. A espessura, a largura e a altura foram definidas como 12, 12 e 30 vezes o raio das partículas, respectivamente, para a geração das sementes de Voronoi, conforme ilustrado na Figura 4.2.

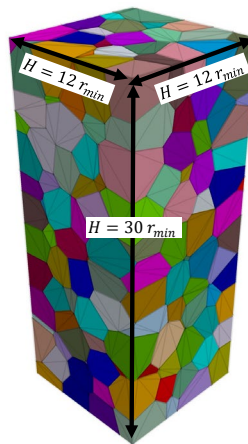


Figura 4.2 – Configuração Geométrica.

A malha foi gerada por tesselação de Voronoi com raios constantes, assegurando que o tamanho dos elementos se mantivesse proporcional ao diâmetro das partículas. As propriedades de entrada foram definidas de modo a garantir independência da malha, eliminando a necessidade de calibração por tentativa e erro.

As proporções dos corpos de prova seguiram a relação H/D (altura/diâmetro) recomendada pelas normas ASTM D7012 (ASTM, 2014) e ASTM D4543 – 08, variando de 2.0 a 2.5, podendo chegar a 3.0 em casos específicos. Essas proporções foram adaptadas às geometrias modeladas, respeitando também as recomendações estabelecidas por Rasmussen & Min (2024).

O trabalho de referência proposto Rasmussen & Min (2024), entretanto, assumia uma espessura constante de 1 metro de comprimento, sendo o volume do modelo ajustado de modo a manter-se equivalente ao especificado nas normas.

Foram realizados ensaios numéricos de compressão simples, triaxial e de tração direta para cada um dos raios de malha (0,02 m a 0,20 m). Nos ensaios de compressão simples, compressão triaxial e tração direta, adotou-se uma configuração que assegura tensões homogêneas na região central dos corpos de prova, evitando flambagem ou confinamento excessivo nas extremidades. Para atenuar efeitos dinâmicos e reproduzir condições quase-estáticas, as velocidades de carregamento foram estabelecidas da seguinte maneira:

- Compressão simples: 0,005 m/s;
- Tração direta: 0,001 m/s;
- Compressão triaxial: 0,08 m/s.

Tais velocidades, superiores àquelas empregadas em laboratório, foram intencionalmente selecionadas para minimizar efeitos dinâmicos indesejados sem comprometer o tempo computacional. Dessa forma, a evolução das tensões no corpo de prova reflete com precisão as propriedades mecânicas intrínsecas do material, sem interferência significativa de efeitos inerciais.

Para eliminar a influência das placas nas simulações, foram adotados parâmetros elevados de resistência nas interfaces de contato. Além disso, considerou-se uma rigidez cisalhante baixa, transmitindo apenas rigidez normal, com o objetivo de evitar o atrito entre as placas e o corpo de prova. Adicionalmente, empregou-se o esquema de amortecimento local proposto por Cundall (1987), com fator de 0,2, a fim de evitar interferências nos modos de ruptura e no comportamento geral do modelo.

O processo de implementação do modelo *Hybrid LDEM* no software PFC apresentou algumas diferenças em relação à formulação original proposta por Rasmussen (2021). Assim, a codificação foi ajustada para anular a rigidez de contato entre as placas e corrigir a formulação, restabelecendo a proposta inicial, conforme o script apresentado no Apêndice A.

A Tabela 4.1 a seguir apresenta os parâmetros numéricos utilizados nas simulações com o LDEM (*Spring Network Model*). A coesão e o ângulo de atrito das ligações foram definidos a

partir de um ajuste de Mohr-Coulomb à envoltória de Hoek-Brown, conforme o critério DISL, conforme a Tabela 4.1. Foram investigados três ângulos de atrito residual (18° , 22° e 26°), com o objetivo de compreender a influência desse parâmetro no comportamento pós-pico do granito *Lac du Bonnet*.

Tabela 4.1 – Parâmetros do Modelo.

Parâmetro	Granito <i>Lac du Bonnet</i>
Densidade do material, ρ (kg/m ³)	2620
Módulo de Young, E (GPa)	66,1
Coeficiente de Poisson, ν	0,24
Resistência à Tração dos contatos, σ_t (MPa)	7,5
Coesão das Ligações, c (MPa)	35
Ângulo de Atrito dos contatos, ϕ ($^\circ$)	22
Ângulo de Atrito residual de Contato, ϕ_r ($^\circ$)	18,22 e 26

Dessa forma, a verificação dos ensaios não se baseará no comportamento completo da curva tensão-deformação. O LDEM, conforme apresentado, permite a modelagem de comportamento homogêneo (utilizada nesta dissertação) e também heterogêneo, mais adequado à representação do comportamento observado em laboratório.

Assim, a modelagem numérica apresentará um comportamento de pico coincidente com a tensão de iniciação de fissuras (*crack initiation*), conforme estabelecido pelo ajuste DISL. Esse valor foi definido com base em diferentes fontes de referência: 97 MPa pelo critério de Diederichs (2007), pela formulação de Hoek-Brown e 103 MPa pelo ajuste com base no critério de Mohr-Coulomb, conforme apresentado na Figura 4.3.

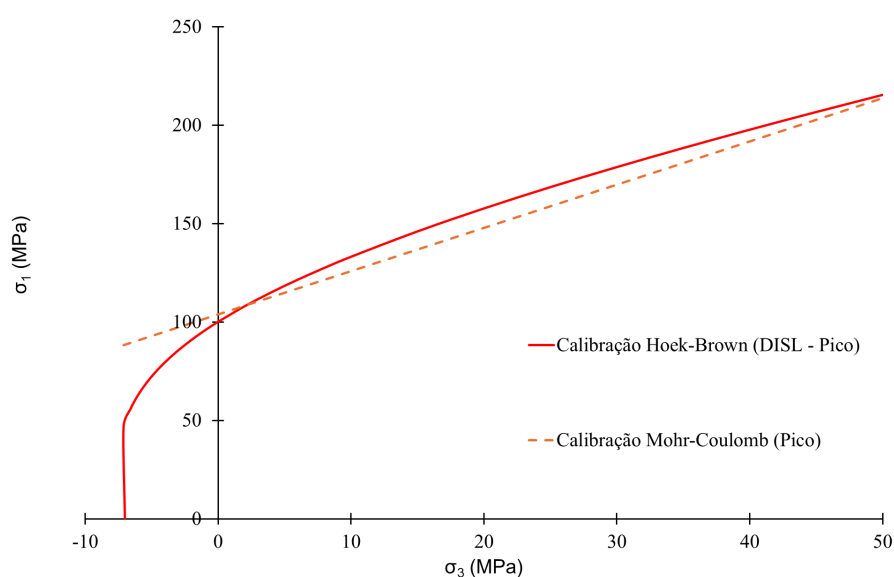


Figura 4.3 –Envoltória de resistência “pico” (DISL) e Calibração de Mohr-Coulomb.

Para garantir a medição precisa da tensão de ruptura, as tensões foram monitoradas diretamente nas placas aplicadoras durante o ensaio, bem como em uma região circular localizada na parte central da amostra. Ambas as medições tiveram como objetivo comparar diferentes métodos de aquisição de dados e verificar a consistência dos valores obtidos.

4.1.2. RESULTADOS E DISCUSÕES DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

O modelo numérico do granito *Lac du Bonnet* foi confrontado com os resultados laboratoriais, empregando-se unicamente os parâmetros de entrada, de modo a avaliar a precisão do modelo computacional na representação das propriedades do material sem necessidade de calibração adicional.

4.1.2.1. ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIAXIAL

Os resultados numéricos apresentados nas Tabelas 3.2 e 3.3 reforçam a robustez do modelo homogêneo adotado na formulação do *Hybrid LDEM*. Observa-se que variações no parâmetro de discretização $r_{\min}$ (0,02 m a 0,20 m) não afetam significativamente os parâmetros elásticos em macroescala: o módulo de Young manteve-se constante com erro inferior a 1,1 %, enquanto o coeficiente de Poisson variou menos de 2 % em relação aos valores experimentais.

Tabela 4.2 – Resultados de Módulo de Young para diferentes valores de $r_{\min}$.

$r_{\min}$ (m)	Medição Central			Placas Aplicadoras		
	Média (GPa)	Desvio Padrão (GPa)	Erro	Média (GPa)	Desvio Padrão (GPa)	Erro
0,02	6,617	0,006	0,11%	6,621	0,004	0,16%
0,04	6,579	0,007	-0,48%	6,609	0,006	-0,02%
0,06	6,558	0,007	-0,79%	6,602	0,007	-0,13%
0,08	6,548	0,007	-0,94%	6,599	0,008	-0,17%
0,10	6,549	0,007	-0,92%	6,602	0,008	-0,13%
0,12	6,553	0,007	-0,86%	6,603	0,007	-0,10%
0,14	6,551	0,007	-0,89%	6,602	0,008	-0,12%
0,16	6,546	0,007	-0,97%	6,598	0,010	-0,18%
0,18	6,546	0,007	-0,96%	6,600	0,006	-0,16%
0,20	6,540	0,007	-1,06%	6,598	0,006	-0,17%

Esses baixos índices demonstram que o modelo reproduz com precisão o comportamento elástico obtido em laboratório, independentemente do refinamento da malha de células de Voronoi. Isso sugere que a incorporação das propriedades do modelo *Lattice RBSN* nas interfaces intactas proporciona resposta mecânica confiável, sem necessidade de calibração adicional dos parâmetros de mesoescala.

Tabela 4.3 – Resultados do coeficiente de Poisson para diferentes valores de $r_{\min}$.

$r_{\min}$ (m)	Média	Desvio Padrão	Erro
0,02	0,238	0,0012	-0,72%
0,04	0,237	0,0012	-1,33%
0,06	0,236	0,0012	-1,57%
0,08	0,236	0,0012	-1,66%
0,10	0,236	0,0012	-1,66%
0,12	0,236	0,0012	-1,66%
0,14	0,236	0,0012	-1,66%
0,16	0,235	0,0012	-1,94%
0,18	0,235	0,0012	-1,90%
0,20	0,235	0,0012	-1,91%

Adicionalmente, os erros percentuais próximos a zero reforçam a similaridade entre o *Hybrid LDEM* e modelos contínuos convencionais, embora sua formulação não seja explicitamente contínua. Destaca-se, portanto, a importância das propriedades do *Lattice RBSN* nas interfaces de Voronoi para a eficácia da metodologia.

A Figura 4.4 apresenta as curvas numéricas de tensão vertical versus deformação vertical e lateral no ensaio não confinado. Observa-se comportamento linear até o pico de tensão compressiva, seguido de queda abrupta na capacidade de sustentação. Verifica-se que o pico de resistência dos modelos homogêneos corresponde aos valores calibrados pelo critério DISL. O principal aspecto observado foi a ausência dos estágios de iniciação e propagação de fissuras nos ensaios de compressão não confinada, não sendo detectadas as não linearidades típicas de testes experimentais.

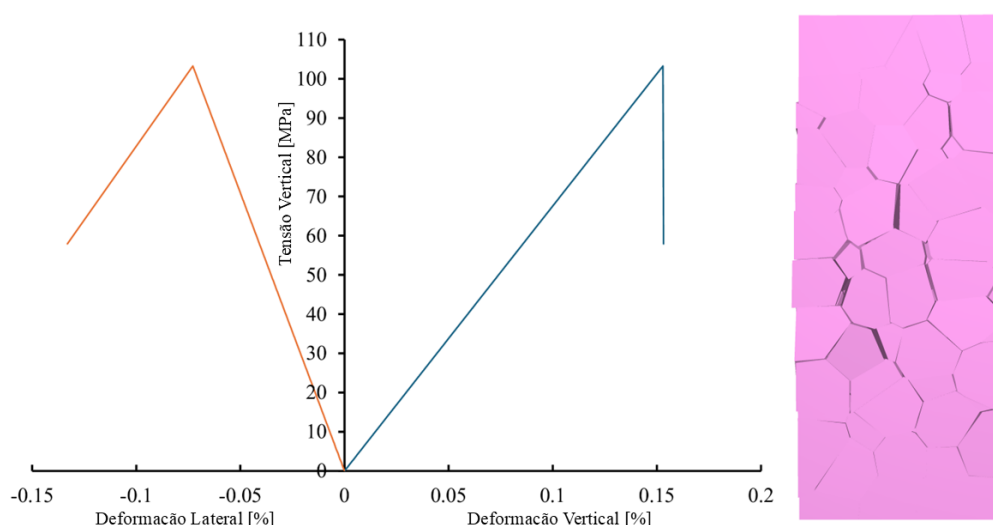


Figura 4.4 – Curvas numéricas de tensão vertical versus deformação (vertical e lateral) no ensaio uniaxial.

Durante o carregamento, o número total de microfissuras permaneceu zero até a ruptura, quando ocorreu incremento súbito simultâneo de fissuras por tração e cisalhamento. Esse comportamento é atribuído à natureza homogênea do modelo, em que diversas interfaces alcançam seu limite de resistência quase simultaneamente. A seção transversal antes e depois da ruptura (Figura 4.6) ilustra a concentração de fraturamento apenas na região de pico de resistência, em concordância com Rasmussen & Min (2024).

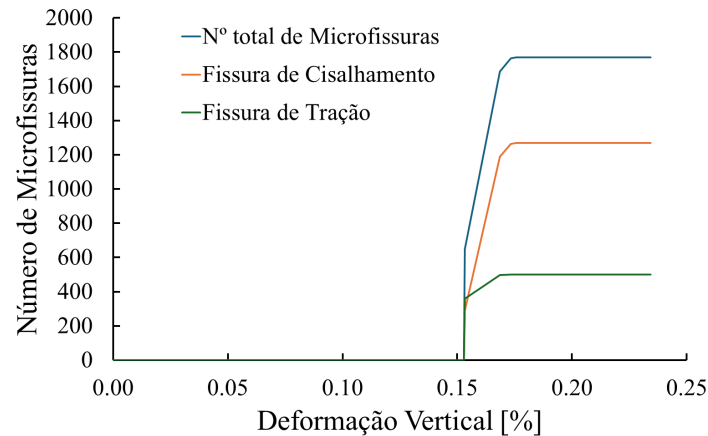


Figura 4.5 – Número total de microfissuras.

Nesse caso, o fraturamento não se relaciona nem à tensão de iniciação de fissuras nem à tensão de dano por fissuramento (*crack damage*), evidenciando que apenas um modelo com incorporação de heterogeneidades estatísticas, conforme proposto na formulação, permitiria a distinção desses estágios.

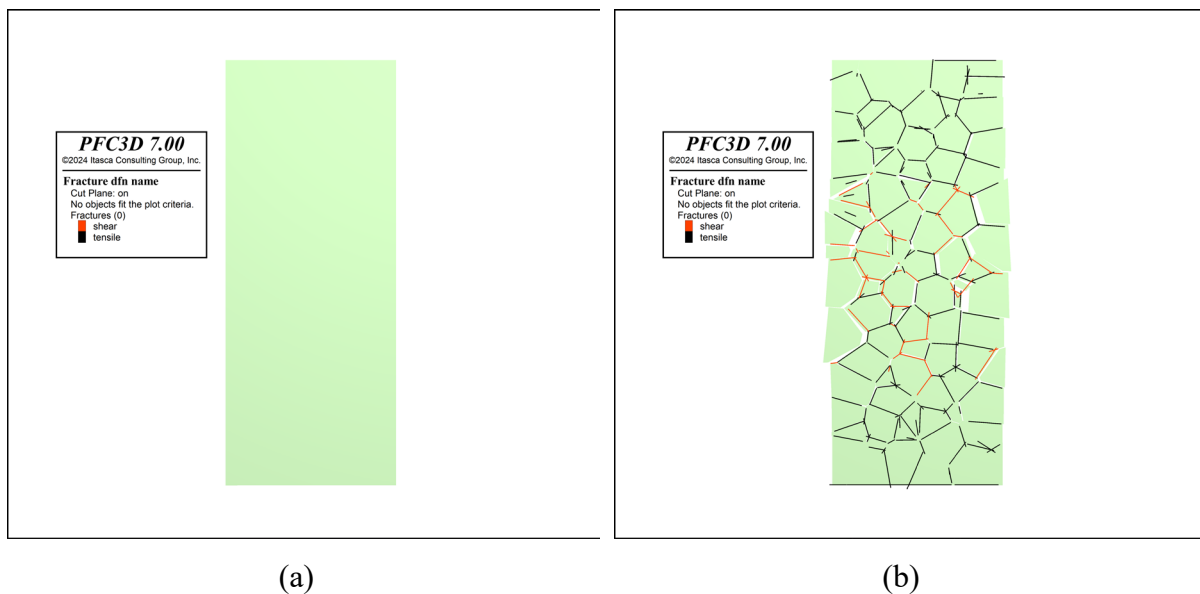


Figura 4.6 – Evolução do número de microfissuras durante o ensaio não confinado.

A Figura 4.7 ilustra o comportamento da deformação volumétrica total em função da tensão vertical. Observa-se que, ao atingir o pico de tensão compressiva, a curva inverte sua tendência, sinalizando o início da dilatação do meio rochoso.

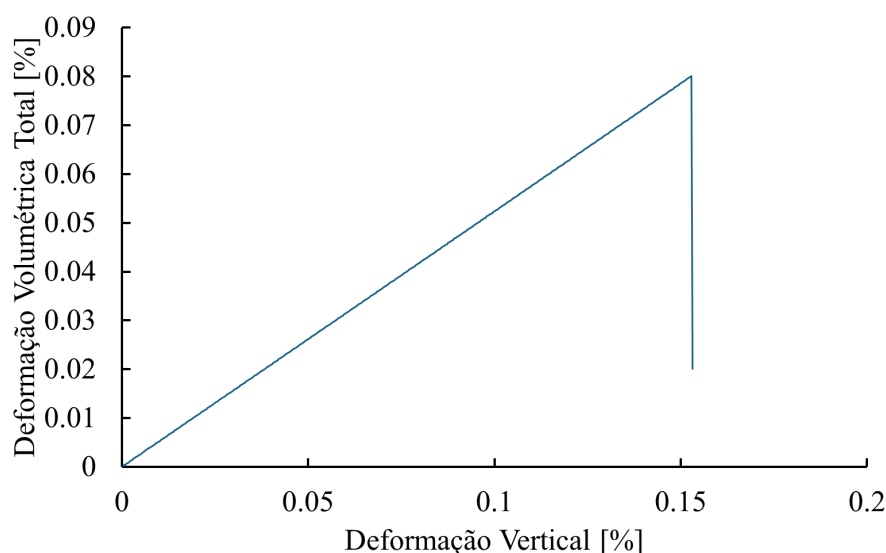


Figura 4.7 – Curva da deformação volumétrica total em função da deformação vertical no ensaio não confinado.

Os dados da Tabela 4.4 confirmam que o parâmetro $r_{\min}$ não exerce influência significativa na nucleação de fissuras: os picos de tensão compressiva mantêm-se alinhados aos valores das curvas da Figura 4.4 e os erros relativos, tanto na medição central quanto pelas placas aplicadoras, permanecem abaixo de 5%. Esses resultados reforçam a consistência e a confiabilidade do modelo homogêneo, indicando que diferentes discretizações em células de Voronoi não comprometem a resposta mecânica macroscópica das amostras.

Tabela 4.4 – Picos de tensão compressiva não confinada para diferentes valores de $r_{\min}$.

$r_{\min}$ (m)	Média medição central	Média placa aplicadoras	Erro medição central	Erro placa aplicadoras
0,02	1,02E+08	1,02E+08	-1%	-1%
0,04	1,01E+08	1,02E+08	-1%	-1%
0,06	9,95E+07	1,00E+08	-3%	-3%
0,08	9,92E+07	1,00E+08	-4%	-3%
0,10	9,93E+07	1,00E+08	-4%	-3%
0,12	1,01E+08	1,02E+08	-2%	-1%
0,14	1,01E+08	1,02E+08	-2%	-1%
0,16	1,01E+08	1,01E+08	-2%	-2%
0,18	1,01E+08	1,02E+08	-2%	-1%
0,20	1,01E+08	1,02E+08	-2%	-1%

4.1.2.2. ENSAIO DE TRAÇÃO DIRETA

De maneira análoga, os ensaios de tração direta demonstram que, mesmo com variações na discretização da malha, os módulos de Young e os coeficientes de Poisson obtidos numericamente permanecem praticamente constantes. Observa-se uma dispersão extremamente baixa, com erros inferiores a 2% em relação aos valores de referência obtidos em laboratório. Esses resultados confirmam a robustez do modelo *Hybrid LDEM* na representação do comportamento elástico sob estado de tensão de tração, inclusive quando empregadas malhas mais grosseiras.

Conforme evidenciado na Tabela 4.5, verifica-se uma discreta redução no módulo de Young com o aumento do parâmetro $r_{\min}$, contudo essa variação é marginal, situando-se na ordem de 1%, portanto, irrelevante do ponto de vista prático. As diferentes técnicas de medição apresentam resultados convergentes, com diferenças médias inferiores a 0,03%, indicando a ausência de viés sistemático. Ademais, o desvio padrão manteve-se praticamente constante ao longo dos ensaios, refletindo elevada repetibilidade dos resultados.

Tabela 4.5 – Módulo de Young obtido nos ensaios de tração direta para diferentes valores de $r_{\min}$.

$r_{\min}$ (m)	Medição Central			Placas Aplicadoras		
	Média (GPa)	Desvio Padrão (GPa)	Erro	Média (GPa)	Desvio Padrão (GPa)	Erro
0,02	6,627	0,006	0,26%	6,621	0,005	0,17%
0,04	6,589	0,006	-0,32%	6,609	0,007	-0,01%
0,06	6,568	0,006	-0,63%	6,602	0,007	-0,12%
0,08	6,558	0,007	-0,78%	6,599	0,008	-0,16%
0,10	6,559	0,006	-0,76%	6,602	0,007	-0,12%
0,12	6,564	0,006	-0,70%	6,603	0,007	-0,10%
0,14	6,561	0,006	-0,74%	6,602	0,007	-0,12%
0,16	6,556	0,006	-0,81%	6,599	0,007	-0,16%
0,18	6,557	0,006	-0,80%	6,600	0,007	-0,15%
0,20	6,557	0,007	-0,81%	6,600	0,009	-0,15%

O coeficiente de Poisson (Tabela 4.6) apresentou desvios inferiores a $\pm 2\%$, evidenciando a capacidade do método em eliminar a necessidade de processos de calibração empírica baseados em tentativa e erro na escala microscópica.

Tabela 4.6 – Coeficiente de Poisson obtido nos ensaios de tração direta para diferentes valores de $r_{\min}$.

$r_{\min}$ (m)	Média	Desvio Padrão	Erro
0,02	0,238	0,002	-0,63%
0,04	0,237	0,002	-1,25%
0,06	0,236	0,002	-1,49%
0,08	0,236	0,002	-1,67%
0,10	0,236	0,002	-1,66%
0,12	0,236	0,002	-1,61%
0,14	0,236	0,002	-1,67%
0,16	0,236	0,002	-1,85%
0,18	0,236	0,002	-1,82%
0,20	0,236	0,002	-1,73%

Os dados apresentados na Tabela 4.7, a seguir referem-se aos valores de pico obtidos nos ensaios de tração direta, para $r_{\min}$ variando entre 0,02 m e 0,20 m, utilizando duas técnicas de medição. Observa-se que, em ambas as abordagens, os valores de tensão máxima mantêm-se dentro de um erro de $\pm 1,2\%$ em relação aos resultados experimentais de laboratório. Portanto, conclui-se que a discretização da malha não exerce influência significativa sobre os valores de pico de tração.

Tabela 4.7 – Pico de resistência à tração direta (tensão de pico) para diferentes valores de $r_{\min}$.

$r_{\min}$ (m)	Média medição central	Média placa aplicadoras	Erro medição central	Erro placa aplicadoras
0,02	7,55e+06	7,54e+06	0,63%	0,51%
0,04	7,48e+06	7,51e+06	-0,21%	0,13%
0,06	7,46e+06	7,50e+06	-0,47%	0,05%
0,08	7,46e+06	7,50e+06	-0,59%	0,02%
0,10	7,46e+06	7,51e+06	-0,50%	0,19%
0,12	7,47e+06	7,52e+06	-0,41%	0,23%
0,14	7,47e+06	7,52e+06	-0,44%	0,22%
0,16	7,46e+06	7,51e+06	-0,51%	0,17%
0,18	7,46e+06	7,52e+06	-0,49%	0,20%
0,20	7,46e+06	7,52e+06	-0,53%	0,27%

4.1.2.3. ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Os ensaios triaxiais numéricos foram realizados com o objetivo de investigar o comportamento mecânico de corpos de prova rochosos sob diferentes níveis de tensão confinante (σ_3) e valores distintos de ângulo de atrito residual ($\phi_r = 18^\circ, 22^\circ$ e 26°). A análise concentrou-se na resposta pós-pico do material, considerando a influência simultânea do confinamento e do atrito residual sobre a resistência e o modo de ruptura.

As curvas tensão-deformação obtidas (Figura 4.8) evidenciam o comportamento típico de

materiais frágeis: uma fase elástica inicial, seguida por um pico de resistência e subsequente amolecimento. Verificou-se que o aumento da tensão de confinamento promove elevação significativa na tensão principal maior (σ_1) na ruptura, comportamento compatível com os modelos clássicos da resistência ao cisalhamento em rochas.

O confinamento exerce papel fundamental na modulação do mecanismo de fratura, sendo responsável por suprimir a propagação de fraturas em Modo I nas extremidades das trincas. Esse processo favorece o fechamento de fraturas extensivas e o aumento da intensidade de fraturamento em Modos II e III, além de restringir a dilatação volumétrica da rocha (Rahjoo & Sc, 2019). Assim, níveis crescentes de σ_3 não apenas reforçam a resistência do material, como também alteram o tipo predominante de ruptura, como pode ser observado na Figura 4.8c.

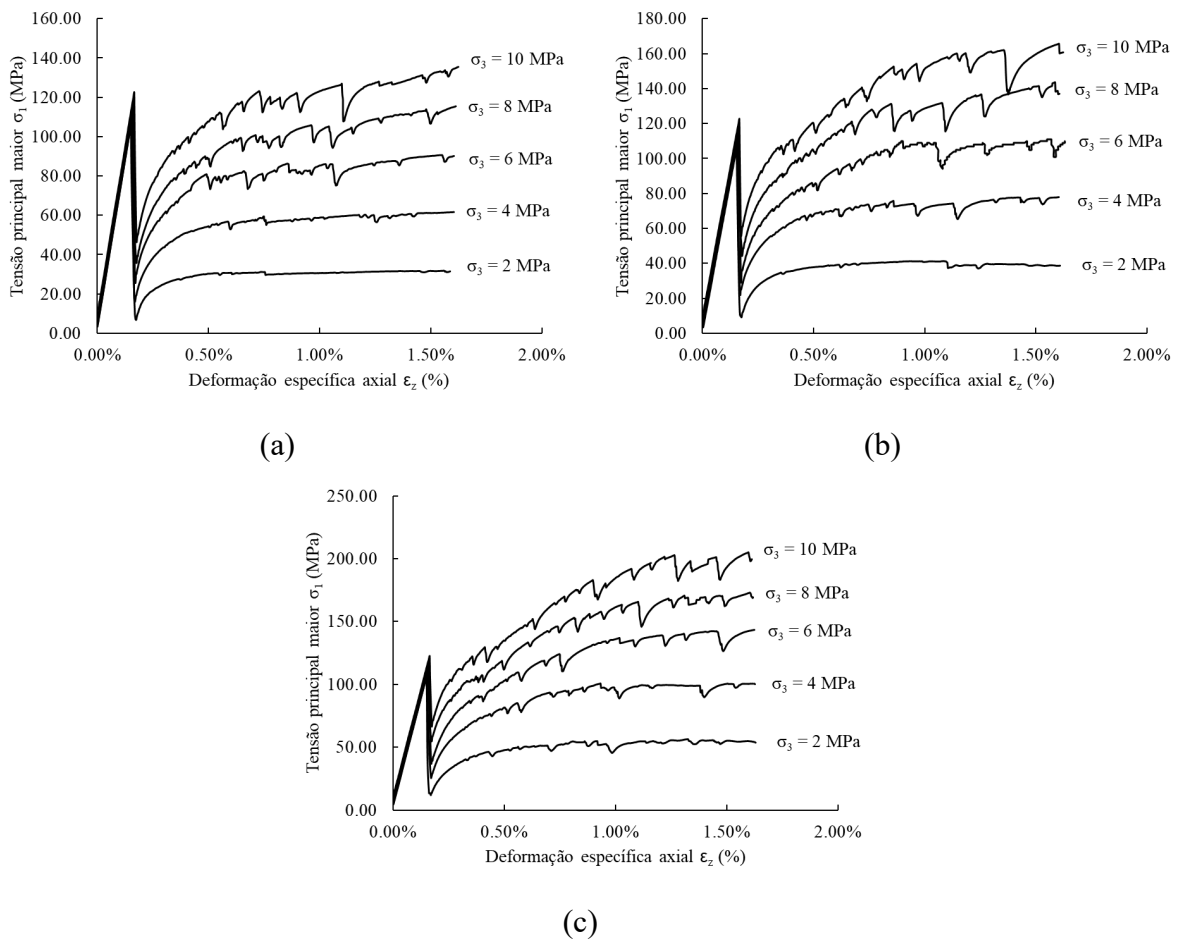


Figura 4.8 – Curvas tensão-deformação para diferentes ângulos de atrito residual: (a) $\phi_r = 18^\circ$, (b) $\phi_r = 22^\circ$ e (c) $\phi_r = 26^\circ$.

A escolha do ângulo de atrito residual (ϕ_r) está diretamente relacionada à transição entre os modos de fratura por extensão (Modo I) e por cisalhamento (Modo II), conforme destacado por Farahmand & Diederichs(2023). A fratura em Modo I ocorre sob baixos níveis de

confinamento, quando a resistência à tração é superada. Em contraposição, a fratura em Modo II predomina em altos níveis de confinamento, quando a resistência ao cisalhamento se torna o fator limitante. Essa transição é melhor capturada com a definição adequada do valor de ϕ_{res} , que afeta diretamente a resposta do material e sua capacidade de dilatação pós-pico. Dessa forma, o ângulo de atrito residual não apenas influencia a resistência, bem como o comportamento estrutural da rocha ao ser fissurada.

As Figura 4.8a a Figura 4.8c demonstram essa evolução:

- Para $\phi_r = 18^\circ$ (Figura 4.8a), observa-se uma resposta frágil, com queda abrupta da resistência e baixa deformação residual;
- Em $\phi_r = 22^\circ$ (Figura 4.8b), a resposta é intermediária, com transição pós-pico menos abrupta e resistência residual elevada;
- Com $\phi_r = 26^\circ$ (Figura 4.8c), o comportamento se torna mais dúctil, com curvas de declínio gradual e σ_1 residual ultrapassando 200 MPa sob altos níveis de confinamento.

As quedas abruptas da resistência após o pico, seguidas por um aumento até atingir a resistência residual observadas nas Figuras 4.8. Ocorrem em função da forma como o PFC trata as interações entre partículas após a ruptura.

Durante o ensaio triaxial simulado, no instante de ruptura, os elementos já se encontram em estado de interpenetração física. Nesse momento, o PFC interrompe a interação de contato existente e inicia novos contatos a partir das interpenetrações subsequentes. Isso implica que, após a ruptura, a força de contato é reiniciada a partir de zero, e somente com o aumento da interpenetração é que os incrementos de força voltam a ser acumulados.

Esse tipo de resposta numérica gera um comportamento onde os corpos continuam a interpenetrar-se, resultando em uma acomodação das forças de contato. Trata-se de uma característica do método adotado pelo PFC para o tratamento das forças pós-ruptura.

A Tabela 4.8 apresenta os valores de σ_1 de pico obtidos experimentalmente e os correspondentes valores ajustados com base na envoltória de ruptura teórica, além dos respectivos erros relativos. Observa-se boa concordância entre os dados experimentais e os modelos teóricos, com erros inferiores a 3,5%.

Tabela 4.8 – Tensão de pico (σ_1) e erro relativo para diferentes ϕ_{res} em função de σ_3 .

Envoltória de Ruptura		Pico					
		$\phi_{res} = 18^\circ$		$\phi_{res} = 22^\circ$		$\phi_{res} = 26^\circ$	
σ_3 [MPa]	σ_1 [MPa]	σ_1 [MPa]	Erro Relativo	σ_1 [MPa]	Erro Relativo	σ_1 [MPa]	Erro Relativo
-7,5	0	0	-	0	-	0	-
-6,00	90,59	87,58	3,32%	87,59	3,32%	87,61	3,29%
-4,00	94,99	92,91	2,18%	92,92	2,18%	92,92	2,18%
-2,00	99,38	96,24	3,16%	96,24	3,16%	96,24	3,16%
0,00	103,78	101,33	2,36%	101,33	2,36%	101,33	2,36%
2,00	108,18	106,25	1,78%	106,25	1,78%	106,25	1,78%
4,00	112,57	110,94	1,45%	110,94	1,45%	110,94	1,45%
6,00	116,97	114,40	2,20%	114,00	2,54%	114,40	2,20%
8,00	121,36	119,36	1,65%	119,36	1,65%	119,36	1,65%
10,00	125,76	122,60	2,51%	122,60	2,51%	122,60	2,51%

A Tabela 4.9 complementa os dados ao apresentar os valores de resistência residual (σ_1) em função de σ_3 . Mesmo em baixos confinamentos, observa-se que o aumento de ϕ_{res} acarreta elevação significativa de σ_1 . Por exemplo, para $\sigma_3 = 2,00$ MPa, a resistência varia de 31,47 MPa ($\phi_{res} = 18^\circ$) a 53,72 MPa ($\phi_{res} = 26^\circ$); para $\sigma_3 = 10,00$ MPa, os valores aumentam respectivamente para 135,54 MPa, 160,70 MPa e 199,69 MPa.

Tabela 4.9 – Resistência residual (σ_1) em função de σ_3 para diferentes ϕ_{res} .

Res. Residual			
σ_3 [MPa]	Res. residual ($\phi_r = 18^\circ$)	Res. residual ($\phi_r = 22^\circ$)	Res. residual ($\phi_r = 26^\circ$)
	σ_1 [MPa]	σ_1 [MPa]	σ_1 [MPa]
0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	31,47	38,63	53,72
4,00	61,63	78,04	100,19
6,00	90,08	110,00	143,22
8,00	115,31	136,97	169,38
10,00	135,54	160,70	199,69

A Figura 4.9 sintetiza os resultados das simulações numéricas em regime pós-pico, ilustrando a evolução da resistência residual em função do confinamento. Os pontos representam os resultados simulados, as linhas pontilhadas indicam os ajustes lineares por valor de ϕ_{res} e a curva contínua roxa representa a envoltória de ruptura teórica (DISL). Após a ruptura, o modelo desconsidera coesão, assumindo resistência exclusivamente atritiva, coerente com a formulação de Mohr-Coulomb em regime residual.

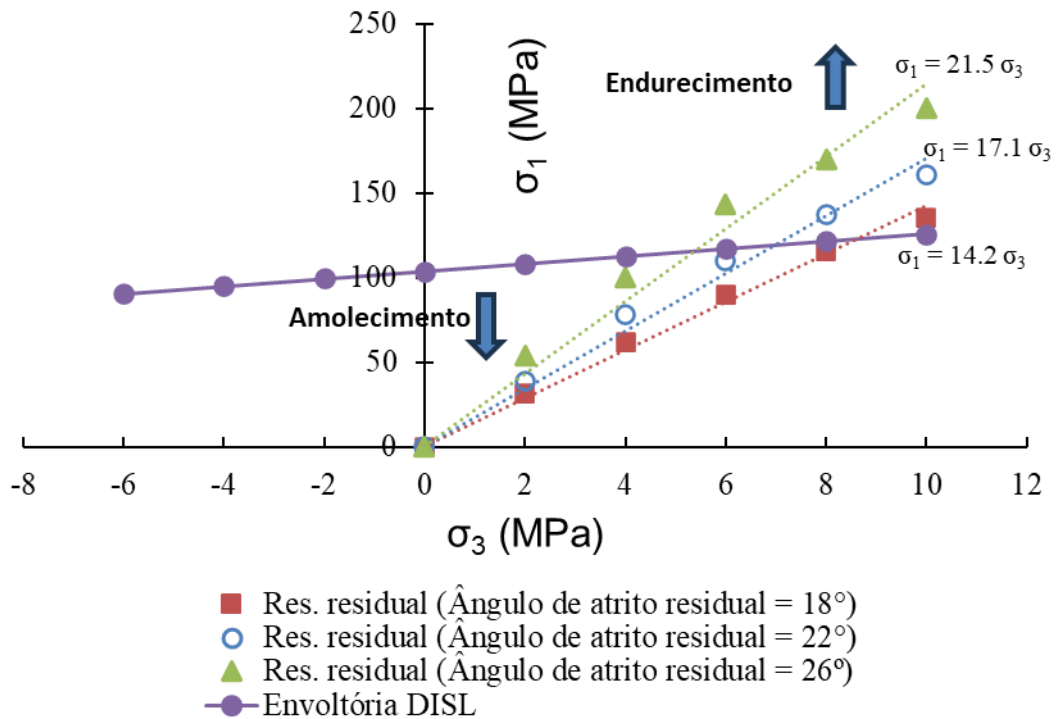


Figura 4.9 – Resistência residual (σ_1) em função da tensão de confinamento (σ_3), obtida a partir do modelo numérico, para diferentes ângulos de atrito residual ($\phi_r = 18^\circ, 22^\circ$ e 26°).

O modelo considera que, após a ruptura, a coesão é completamente degradada, e a resistência passa a ser controlada exclusivamente pelo atrito mobilizado ao longo das superfícies de cisalhamento. Os dados numéricos evidenciam uma relação linear entre σ_3 e σ_1 residual para cada valor de ϕ_{res} , em conformidade com a teoria de Mohr-Coulomb no regime residual.

As inclinações das linhas ajustadas permitem quantificar o impacto direto do ângulo de atrito residual sobre a resistência pós-pico:

- Para $\phi_r = 18^\circ$, a simulação resulta em uma relação $\sigma_1 \approx 14,2\sigma_3$, indicando baixo atrito e comportamento frágil.
- Para $\phi_r = 22^\circ$, obtém-se $\sigma_1 \approx 17,1\sigma_3$, representando um estado intermediário.
- Para $\phi_r = 26^\circ$, a resistência residual aumenta para $\sigma_1 \approx 21,5\sigma_3$, revelando comportamento mais resistente e dúctil.

Com base nesses resultados, destacam-se dois aspectos fundamentais:

1. Influência do confinamento (σ_3): Observa-se uma relação aproximadamente linear entre σ_3 e σ_1 para cada valor fixo de ϕ_{res} , o que confirma que o confinamento é o principal

fator de aumento da resistência pós-pico. Esse comportamento está de acordo com a teoria da envoltória de ruptura linear para condições residuais, na qual a resistência é controlada exclusivamente pela componente de atrito, com a coesão desprezada.

2. Influência do ângulo de atrito residual (ϕ_r): Para um mesmo nível de σ_3 , o aumento de ϕ_{res} resulta em acréscimos significativos em σ_1 . Além de elevar a resistência residual, o valor de ϕ_{res} contribui para a mudança no tipo de ruptura, promovendo transições mais graduais no pós-pico e conferindo maior ductilidade ao material. Portanto, o ângulo de atrito residual é um parâmetro crucial tanto para a modelagem numérica quanto para a interpretação de processos de ruptura em materiais frágeis sob confinamento.
3. A envoltória teórica DISL serve como referência de resistência máxima esperada antes da completa mobilização dos mecanismos de dano.

4.2. ENSAIO DE TENACIDADE DE FRATURA

4.2.1. CONFIGURAÇÃO DO ENSAIO

O ensaio numérico conduzido nesta dissertação corresponde ao ensaio de tração com trinca central (*center-cracked tension*), com o objetivo de avaliar a tenacidade à fratura em Modo I (K_{Ic}) de um corpo de prova contendo uma trinca pré-existente. A geometria do modelo adotado apresenta uma trinca horizontal centrada, com comprimento a correspondente a 50% da largura total (W) do corpo de prova. A Figura 4.10 ilustra tanto a configuração geométrica adotada quanto um exemplo do modelo após a ruptura. A Tabela 4.1 apresenta os parâmetros numéricos utilizados nas simulações com o *Hybrid LDEM (Spring Network Model)*.

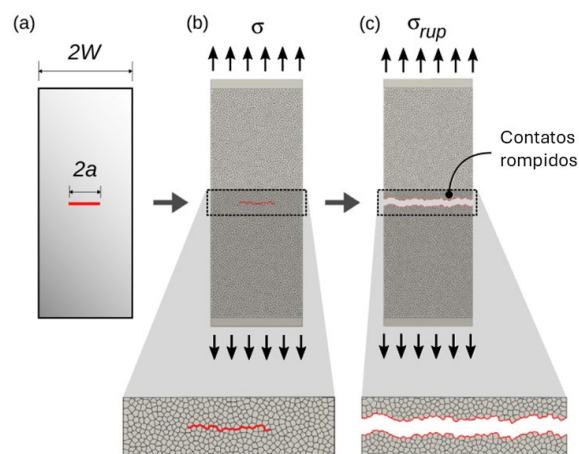


Figura 4.10 - (a) Corpo de prova de tração com trinca central, (b) condições de contorno e (c) exemplo de um modelo fraturado ao final do teste.

As dimensões do corpo de prova foram definidas considerando uma largura de $50 \times D_{\min}$ e uma altura de $125 \times D_{\min}$, sendo $D_{\min}$ o valor mínimo de distância adotado entre as sementes no processo de tesselação de Voronoi. A aplicação do carregamento foi realizada por meio de placas aplicadoras posicionadas nas extremidades superior e inferior do modelo, com velocidade constante de 0,002 m/s. Para garantir a estabilidade numérica e minimizar interferências durante a propagação da fratura, foi adotado um fator de amortecimento local de 0,2, tal qual os ensaios apresentados no Item 4.2.

A tensão de ruptura (σ_{rup}), definida como a tensão máxima de tração no instante de falha, foi utilizada para o cálculo da tenacidade à fratura em Modo I (K_{Ic}), conforme a Figura 4.10. Para tal, foi utilizado o método das placas aplicadoras, o qual proporciona elevada precisão na determinação da carga crítica. As tensões foram monitoradas diretamente nas placas, garantindo a acurácia das medições.

Foram conduzidos diversos ensaios variando-se os valores de $D_{\min}$ utilizados na geração da malha de Voronoi, por meio da técnica de amostragem com discos de Poisson. Os valores considerados variaram de 1 cm a 10 cm, permitindo avaliar a sensibilidade do modelo à discretização espacial. A Figura 4.11 ilustra um exemplo de modelo gerado para um dos valores de $D_{\min}$, considerando o esquema de geração de malha apresentado na Figura 3.1.

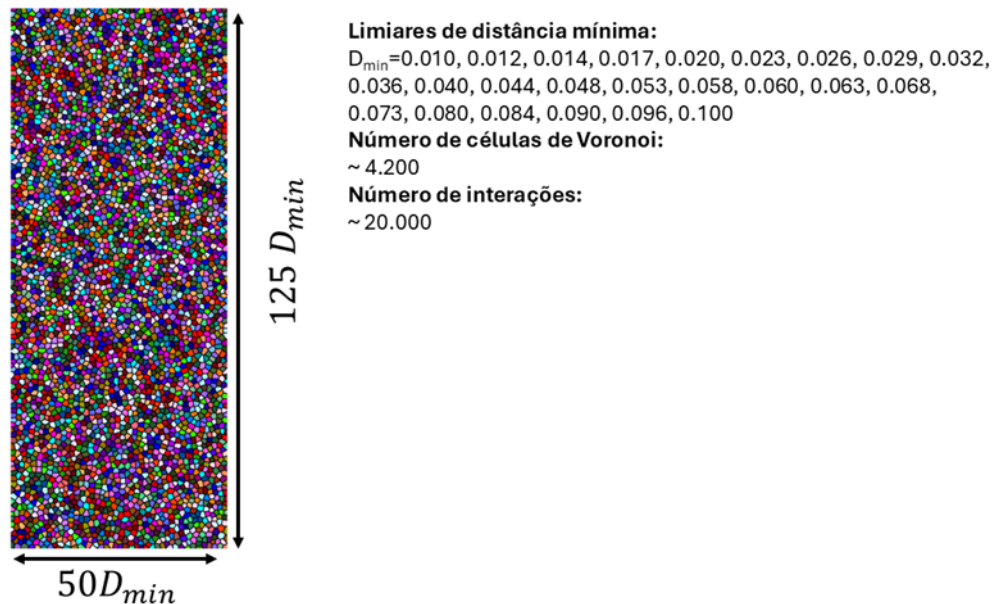


Figura 4.11 – Exemplo de modelo gerado pelo método de discos de Poisson.

Na literatura, destaca-se o estudo de Rasmussen & Min (2024), que também investigou a relação entre a tenacidade à fratura em modo I e o espaçamento característico da malha,

utilizando o software *UnBlocks*. Com o intuito de validar os resultados obtidos neste trabalho, foi realizada uma comparação com os dados reportados por Figura 4.12.

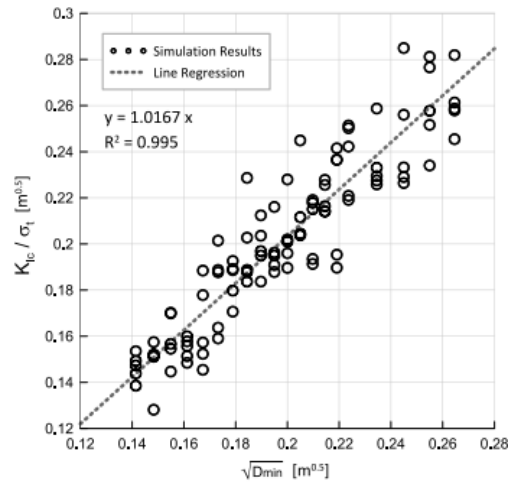


Figura 4.12 - Razão entre a tenacidade à fratura em modo I estimada (K_{IC}) e a resistência à tração (σ_t), em função da raiz quadrada de D_{min} (Rasmussen & Min, 2024).

4.2.2. RESULTADOS DO ENSAIO DE TENACIDADE DE FRATURA

Os resultados obtidos no ensaio numérico de tração com trinca central permitiram a análise do impacto da regularidade da malha, expressa por meio da distância mínima entre sementes (D_{min}), sobre a propagação de fraturas e a estimativa da tenacidade à fratura em modo I. Apresentam-se os principais achados das simulações, com destaque para a influência de diferentes configurações de malha na resposta mecânica dos corpos de prova.

A Figura 4.12 evidencia uma correlação linear entre a razão $\frac{K_{IC}}{\sigma_t}$ e a raiz quadrada da distância mínima entre sementes ($\sqrt{D_{min}}$), com coeficiente de determinação elevado ($R^2 = 0,97$). Essa tendência confirma a hipótese de proporcionalidade direta entre a tenacidade à fratura e o espaçamento característico da malha, em conformidade com a literatura. A dispersão observada nos dados pode ser atribuída à natureza estocástica da geração da malha, porém não compromete a robustez da tendência geral. Tal comportamento reforça o potencial do método LDEM como ferramenta preditiva, possibilitando a calibração da tenacidade a partir de parâmetros geométricos da malha, sem a necessidade de ajustes empíricos.

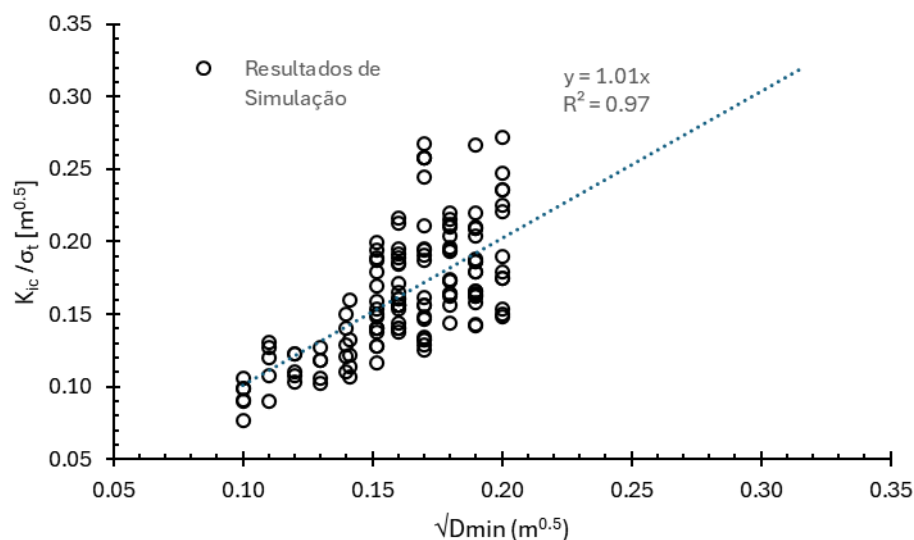


Figura 4.13 - Relação entre a razão $\frac{K_{IC}}{\sigma_t}$ e $\sqrt{D_{min}}$ obtida a partir das simulações numéricas.

Embora o modelo de Rasmussen & Min (2024) apresente uma dispersão ligeiramente menor, possivelmente devido ao maior controle proporcionado pelo *UnBlocks*, as equações obtidas para as respectivas retas de ajuste são bastante próximas. Tal proximidade reforça a equivalência entre os métodos de discretização empregados nos dois estudos, evidenciando a robustez do modelo numérico desenvolvido.

A Tabela 3.4 sintetiza os principais parâmetros de comparação entre os estudos conduzidos com o PFC (neste trabalho) e com o *UnBlocks* (Rasmussen & Min, 2024).

Tabela 4.10 – Comparação dos estudos de tenacidade de fratura.

Aspecto	Estudo PFC	Estudo UnBlocks (Rasmussen & Min, 2024)
Equação da Reta	$y = 1,01x$	$y = 1,0167x$
Coefficiente de Determinação	$R^2 = 0,97$	$R^2 = 0,99$
Intervalo de $\sqrt{D_{min}}$	0,1 a 0,3	0,12 a 0,27
Dispersão dos pontos	Moderada	Muito Baixa
Representação gráfica	Tendência clara e proporcional	Tendência quase ideal

4.3. ESTUDO EM ESCALA REAL DE CAMPO: VERIFICAÇÃO ELÁSTICA

Com o intuito de avaliar a capacidade do modelo numérico implementado no software PFC em representar fenômenos físicos associados a escavações subterrâneas, este estudo inicial concentra-se na análise do comportamento do sistema em regime puramente elástico. Historicamente, a aplicação de modelos numéricos a túneis tem como ponto de partida a verificação da aderência das soluções obtidas às previsões teóricas fundamentadas na elasticidade linear.

Do ponto de vista metodológico, a verificação consiste em examinar se os resultados produzidos pelo modelo são compatíveis com os de métodos consolidados, como o Método dos Elementos Finitos (MEF). A abordagem adotada baseia-se na reprodução de um cenário de referência com condições de contorno e estado de tensões bem definidos, permitindo a comparação direta entre diferentes técnicas numéricas.

Nesse contexto, este trabalho realiza uma verificação adicional das capacidades do modelo *Hybrid LDEM*, por meio da simulação de uma configuração elementar: uma seção transversal circular submetida a tensões biaxiais. Ressalta-se, ainda, a aptidão do LDEM em gerar resultados que se aproximam daqueles obtidos por meio do MEF, mesmo tratando-se de um modelo de natureza discreta.

4.3.1. ESTUDO EM ELEMENTOS DISCRETOS

A modelagem foi realizada considerando uma seção circular centrada na origem do sistema de coordenadas, com o objetivo de simular a escavação de um túnel. A geometria do túnel foi definida de forma a satisfazer as configurações mínimas, com L_x e $L_y \geq 10D$, ilustrado na Figura 4.14.

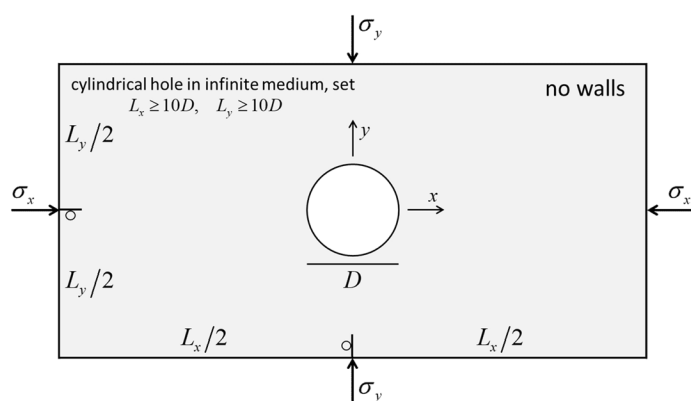


Figura 4.14 - Esboço do modelo de furo bidimensional para teste (Potyondy, 2024).

A discretização espacial foi obtida por meio da técnica de amostragem com discos de Poisson, conforme descrito anteriormente (ver Figura 3.1), garantindo a uniformidade estatística da malha e evitando a geração de tensões artificiais devidas à discretização. A partir da técnica de espelhamento proposta por Yip et al. (2005), foi definida uma região circular central no domínio numérico, a qual representa a área a ser escavada. Essa região foi posteriormente discretizada em blocos de Voronoi, aos quais foram atribuídas as propriedades do material com base no modelo de contato *Hybrid LDEM*.

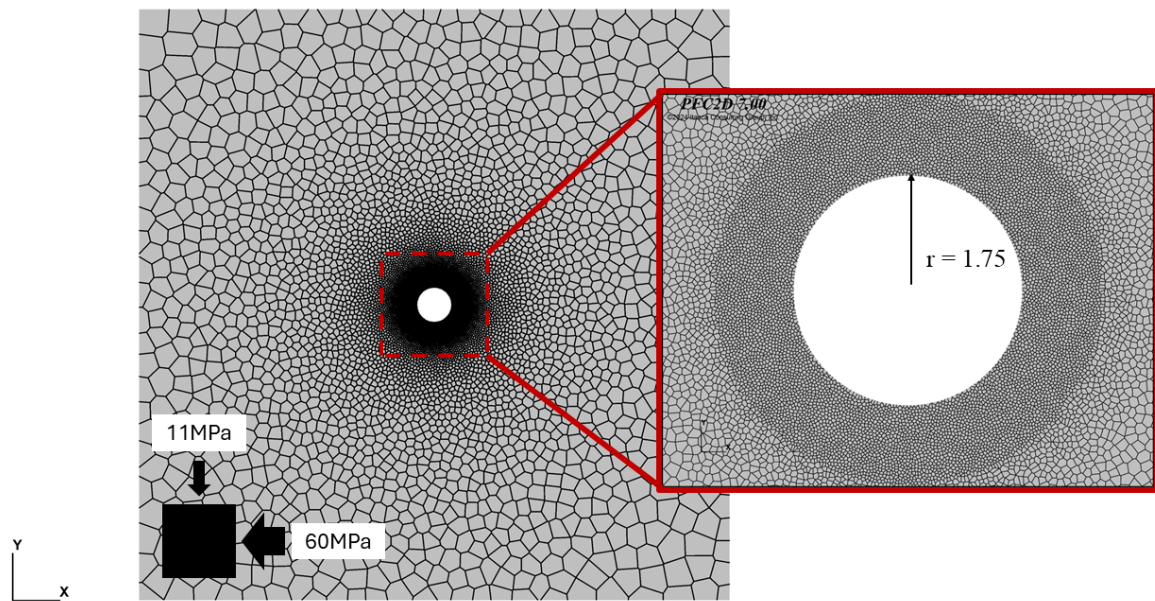


Figura 4.15 – Configuração geométrica do modelo Elástica em elementos discretos.

Para evitar movimentos de corpo rígido, foram aplicadas restrições de deslocamento: a translação na direção x foi fixada nas bordas verticais, enquanto a translação na direção y foi restringida nas bordas horizontais, conforme representado na Figura 4.15. Na etapa seguinte, as tensões de campo iniciais foram aplicadas e posteriormente distribuídas ao longo dos contornos do domínio do túnel, conduzindo o modelo ao equilíbrio estático inicial.

Após a obtenção do estado de equilíbrio, foi realizada a simulação da escavação: os blocos de Voronoi localizados na região espelhada foram removidos, representando a abertura do túnel. A fim de garantir uma resposta *quasi*-estática durante essa fase, aplicou-se um amortecimento local elevado (valor adotado: 0,7). Os parâmetros mecânicos atribuídos ao modelo foram: módulo de Young igual a 6,1 GPa e coeficiente de Poisson de 0,24, homogêneos em todo o domínio.

4.3.2. ESTUDO EM ELEMENTOS FINITOS

Neste estudo complementar, foi modelada a escavação de um túnel circular com raio de 1,75m, adotando-se configurações compatíveis com aquelas utilizadas no modelo em elementos discretos, de modo a possibilitar uma comparação direta entre as duas abordagens numéricas.

Devido à limitação da licença estudantil do *software Abaqus*, que impõe um limite máximo de 1000 nós, optou-se por simular apenas um quarto do domínio total (Figura 4.16). Essa simplificação, baseia-se na simetria geométrica e nas condições de carregamento do problema, permitindo a obtenção de resultados representativos mesmo com menor custo computacional.

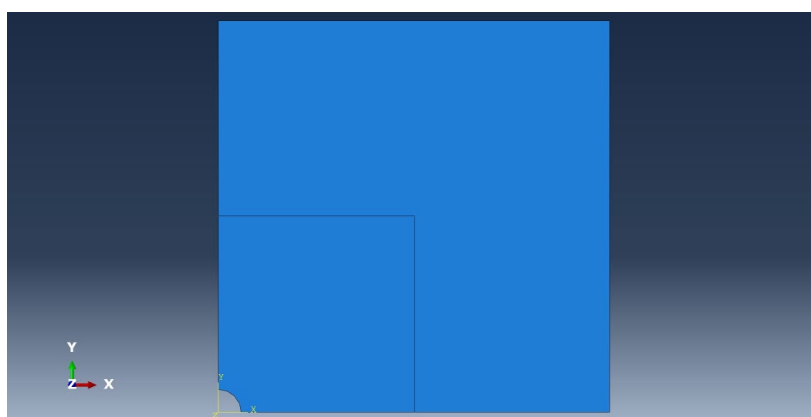


Figura 4.16 – Domínio simulado no modelo em elementos finitos, com representação de simetria e subdomínio modelado.

A discretização foi realizada por meio de elementos quadrangulares, com refinamento concentrado nas regiões adjacentes ao contorno da escavação, onde ocorrem os maiores gradientes de tensão (Figura 4.17). Essa estratégia visa aumentar a precisão na captura das concentrações de tensão sem exceder as limitações computacionais impostas.

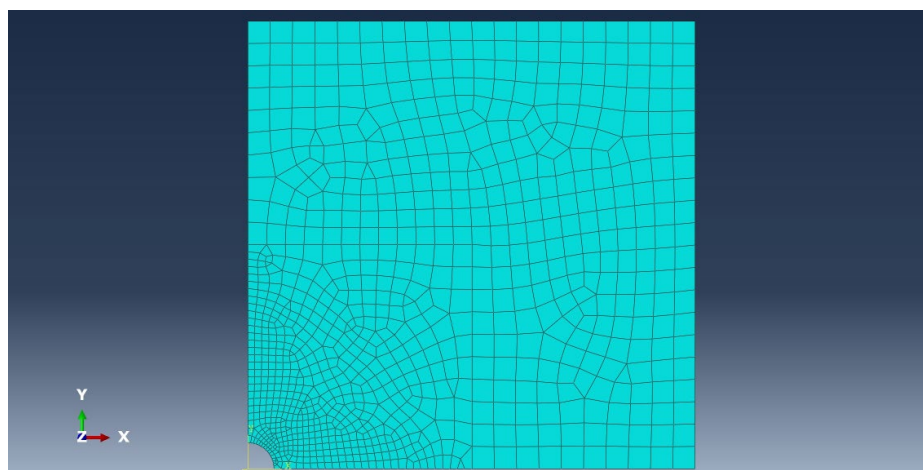


Figura 4.17 – Malha do modelo em elementos finitos.

Para assegurar a comparabilidade com o modelo em elementos discretos (MED), adotou-se um modelo de comportamento elástico linear e uma formulação em estado plano de tensão. As condições de contorno (Figura 4.18) foram ajustadas de modo a reproduzir, de forma equivalente, as restrições aplicadas no modelo MED, sem induzir perturbações artificiais na resposta mecânica do sistema.

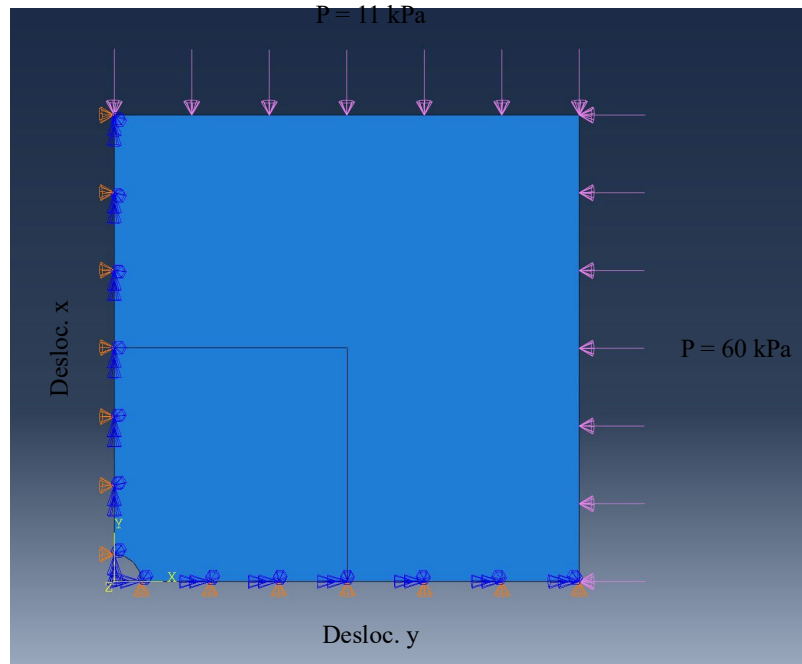
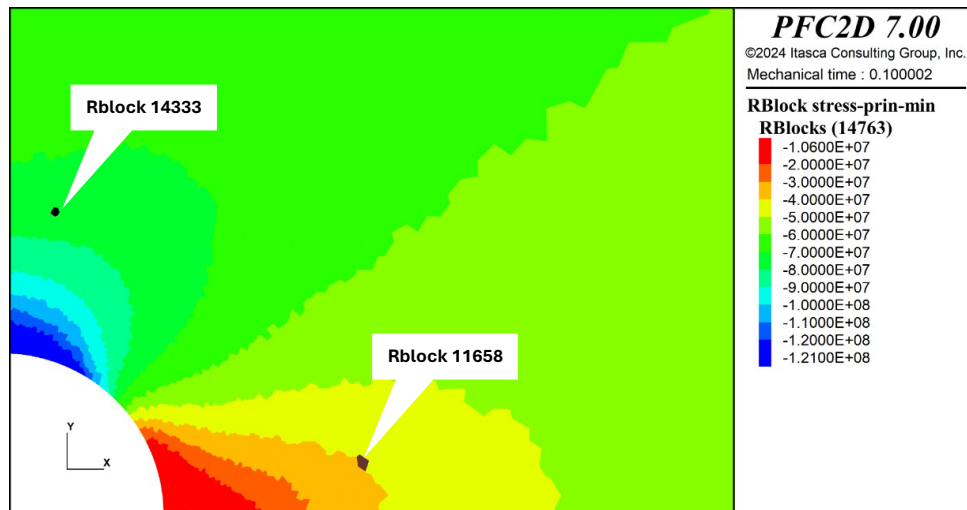


Figura 4.18 – Condições de contorno do Modelo numérico.

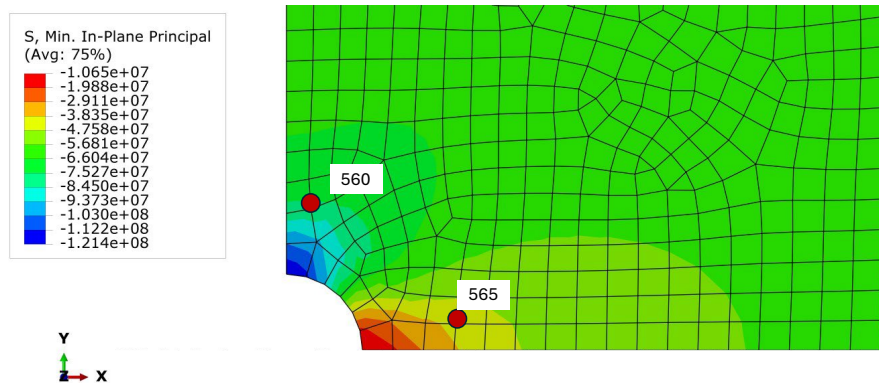
4.3.3. RESULTADOS

As Figura 4.19 e Figura 4.20 apresentam os campos das tensões principais mínima (σ_3) e máxima (σ_1) ao redor da escavação circular, obtidos por meio de duas abordagens numéricas distintas: o método dos elementos discretos (MED), implementado no *software* PFC2D, e o método dos elementos finitos (MEF), por meio do *Abaqus*. Os resultados permitem uma análise comparativa do comportamento elástico de ambos os modelos. Ressalta-se que, nesta convenção, tensões compressivas são representadas com valores negativos.

Na Figura 4.19, observa-se a distribuição da tensão principal máxima (σ_1), com destaque para a região de coroamento do túnel ($\theta \approx 90^\circ$ e 270°), onde geralmente ocorrem as maiores concentrações de tensão (a depender das tensões *in situ*). O modelo MED apresenta transições abruptas entre as células de Voronoi, devido à sua natureza discretizada. Em contraste, o MEF apresenta uma resposta mais contínua e suavizada, reflexo do processo de interpolação típico desse método, o que pode influenciar a comparação direta entre os valores extraídos.



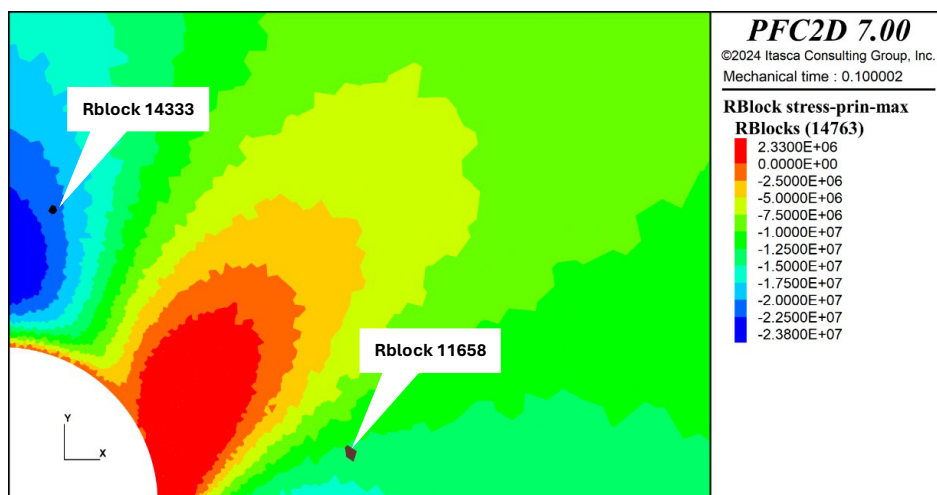
(a)



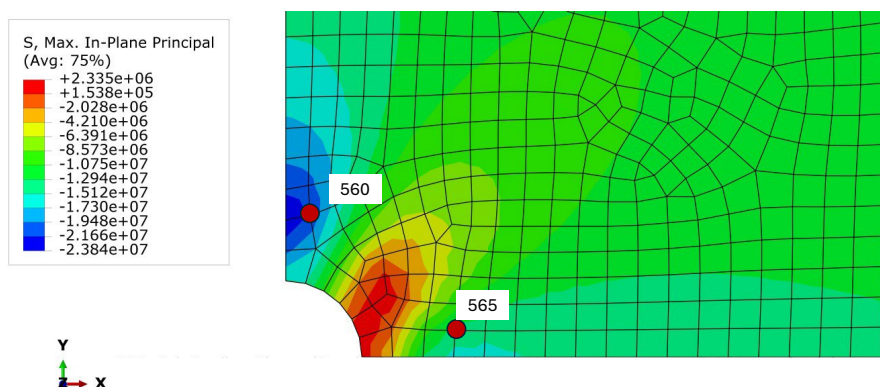
(b)

Figura 4.19 – Comparação da distribuição da tensão principal mínima (σ_3) ao redor da escavação circular: (a) modelo em elementos discretos (MED – PFC2D) e (b) modelo em elementos finitos (MEF – *Abaqus*), com destaque para os pontos de monitoramento utilizados na análise quantitativa.

Já a Figura 4.20 apresenta a distribuição da tensão principal máxima (σ_1), que se concentra na região lateral do túnel ($\theta \approx 0^\circ$), onde ocorre o maior alívio de tensões, apresentando no $\frac{1}{4}$ do modelo até tensões de tração. Assim como no caso anterior, o MEF demonstra uma resposta suavizada, enquanto o MED expressa com mais nitidez os efeitos da discretização no campo de tensões.



(a)



(b)

Figura 4.20 – Comparação da distribuição da tensão principal máxima (σ_1) ao redor da escavação circular: (a) modelo MED – PFC2D; (b) modelo MEF – Abaqus.

Para fins de comparação quantitativa, foram selecionados pontos representativos em ambas as simulações, com foco nas regiões de maior (σ_1) e menor (σ_3) solicitação ao redor do túnel. Os dados extraídos são apresentados nas Tabela 4.11 e Tabela 4.12.

Tabela 4.11 – Comparação das tensões principais mínimas (σ_3) ($\theta = 0^\circ$):

Origem	Identificação	Localização (x, y)	Tensão Principal (Pa)	Tipo de Tensão
MED	11658	(33,9; 30,57)	$-1,31607 \times 10^7$	σ_3 (Mínima)
MEF (Abaqus)	Node 565	(33,9; 30,61)	$-1,3923 \times 10^7$	σ_3 (Mínima)

Tabela 4.12 – Comparação das tensões principais máximas (σ_1) ($\theta \approx 90^\circ$):

Origem	Identificação	Localização (x, y)	Tensão Principal (Pa)	Tipo de Tensão
MED	14333	(30,58; 33,28)	$-7,7036e+07$	σ_1 (Máxima)
MEF (Abaqus)	Node 560	(30,60; 33,25)	$-7,56971e+07$	σ_1 (Máxima)

Observa-se que a tensão principal mínima (compressiva) obtida com o MEF foi semelhante à

registrada pelo MED, com uma diferença de 5,48%. Apesar de pequenas variações nas coordenadas (reflexo das diferentes discretizações), os pontos se referem ao mesmo setor do túnel, permitindo uma comparação coerente do ponto de vista mecânico. Os valores estão em boa concordância para uma análise elástica, indicando que ambos os métodos representam de forma compatível o campo de tensões.

Considerando o modelo *Hybrid LDEM*, destaca-se a importância de reproduzir análises elásticas com base em métodos consagrados de simulação. O LDEM é capaz de representar propriedades contínuas mesmo em análises discretas, eliminando heterogeneidades decorrentes da concentração de tensões em certas regiões. Dessa forma, é possível reproduzir o estado de tensão desenvolvido no fenômeno de *spalling* e, conseqüentemente, eliminar as fraturas esparsas que surgem durante esse processo. No caso específico analisado, as tensões horizontais são superiores às verticais, o que implica maiores concentrações de tensões na direção vertical.

De forma semelhante, realizou-se a comparação dos resultados na região de tensão principal máxima (σ_1), geralmente localizada na região superior da escavação, onde ocorre maior concentração de tensões. Mesmo com variações nos pontos devido à malha, os valores entre MED e MEF foram próximos, com diferença inferior a 2%, o que evidencia a consistência entre os modelos numéricos empregados.

Dessa forma, valida-se a capacidade do modelo *Hybrid LDEM* em representar adequadamente o estado de tensões ao redor do túnel, reproduzindo com fidelidade os padrões observados no MEF. Embora essa verificação já tenha sido realizada parcialmente por meio do *software UnBlocks*, trata-se da primeira aplicação dessa validação no contexto da metodologia LDEM implementada no PFC, o que representa um avanço significativo na consolidação do modelo para aplicações práticas em engenharia de maciços rochosos.

4.4. DISCUSSÕES PRELIMINARES

Os estudos realizados permitiram avaliar de forma abrangente a capacidade do modelo *Hybrid LDEM* na representação do comportamento mecânico do granito *Lac du Bonnet*. As principais conclusões obtidas são apresentadas a seguir:

- Reprodução precisa do comportamento elástico: O LDEM demonstrou excelente desempenho na simulação de propriedades elásticas (módulo de Young e coeficiente de Poisson), com erros inferiores a 2% em relação aos dados laboratoriais, mesmo com variações na discretização da malha.
- Independência da malha: Os resultados mostraram que o modelo apresenta comportamento praticamente independente do parâmetro de discretização r_{min} , o que elimina a necessidade de refinamento excessivo ou calibração por tentativa e erro.
- Validação da resistência em ensaios triaxiais: O modelo foi capaz de representar adequadamente a influência do confinamento e do ângulo de atrito residual na resposta pós-pico, reproduzindo a transição entre ruptura frágil e dúctil e alinhando-se à teoria de Mohr-Coulomb no regime residual.
- Controle da tenacidade à fratura: A relação linear entre o espaçamento da malha (D_{min}) e a tenacidade à fratura K_{Ic} foi confirmada numericamente, permitindo o controle direto dessa propriedade, com boa concordância com estudos de referência.
- Capacidade de aplicação em escala real: A comparação entre os resultados obtidos com o LDEM e os provenientes de simulações em elementos finitos mostrou boa concordância nos campos de tensões ao redor de escavações circulares, validando a aplicabilidade do modelo em contextos de engenharia de túneis.
- Versatilidade multiescalar do LDEM: O método mostrou-se capaz de integrar desde análises elásticas até simulações de propagação de fraturas, tornando-se uma ferramenta promissora para modelagens geomecânicas complexas em rochas duras.

Esses resultados evidenciam que o modelo *Hybrid LDEM* implementado no PFC oferece uma representação física confiável do comportamento de rochas intactas, com elevado potencial para aplicações em projetos de engenharia subterrânea, análises de estabilidade e estudos de fraturamento.

5. ESTUDOS DE CASO: METODOLOGIA DISL-LDEM

5.1. ESTUDO DE CASO – MINE -BY

5.1.1. HISTÓRICO DO CASO

O experimento *Mine-by* constituiu o primeiro estudo em grande escala voltado à investigação do comportamento de escavações subterrâneas sob elevadas tensões *in situ*. Conduzido no nível 420 do *Underground Research Laboratory* (URL), segundo a Figura 5.1, o experimento teve como principal objetivo caracterizar os mecanismos de desenvolvimento de danos induzidos por escavação, bem como os processos de falha progressiva no entorno de uma abertura subterrânea escavada em maciços rochosos profundos.

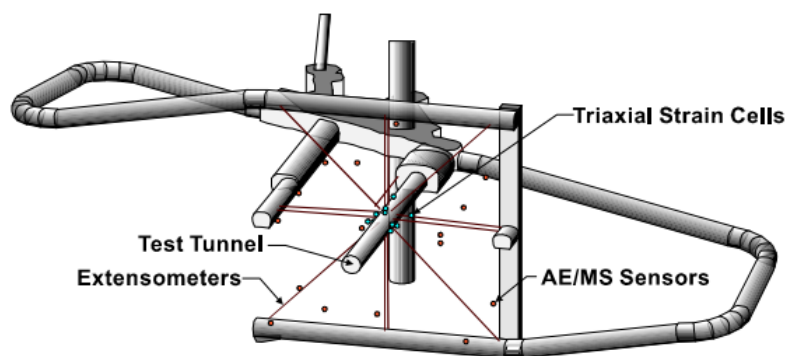


Figura 5.1 – *Layout* do Experimento *Mine-by* no Nível 420 do Laboratório Subterrâneo de Pesquisas (URL) (Read, 2004).

A escavação foi executada por meio de fraturamento hidráulico não explosivo, com avanços sequenciais de 1 metro, em uma galeria circular com 3,5 metros de diâmetro, orientada de forma subparalela à direção da tensão principal intermediária (Martin, 1994). Tal configuração foi concebida para maximizar os efeitos das tensões tangenciais ao longo do contorno da escavação. O túnel foi extensivamente instrumentado com sensores instalados previamente ao início da escavação, possibilitando o monitoramento em tempo real dos deslocamentos e do processo de ruptura.

Durante a execução, foram observadas múltiplas etapas de falha progressiva, com destaque para a formação de entalhes em forma de "V" nas regiões submetidas a elevadas concentrações de tensões tangenciais, apresentado na Figura 5.2. Esses registros forneceram subsídios essenciais para a compreensão do comportamento de rochas frágeis sob elevadas condições de confinamento. O tamanho e o desenvolvimento do entalhe foram monitorados em seis seções

ao longo do túnel. Em todos os casos, a forma do entalhe mostrou-se praticamente idêntica, e a profundidade radial do entalhe no teto, medida a partir do centro do túnel, variou entre $1,3a$ e $1,5a$, sendo a o raio do túnel (Martin, 1994, 1997).

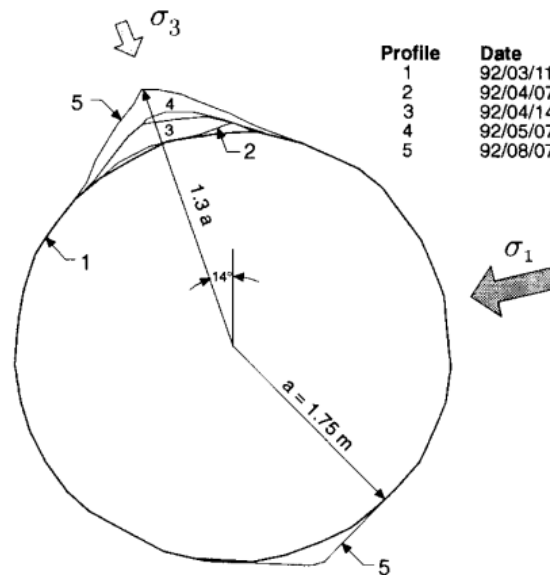


Figura 5.2 – Desenvolvimento progressivo da geometria do entalhe no teto e no piso do túnel de teste *Mine-by* (Martin, 1997).

As abordagens numéricas disponíveis à época mostraram-se ineficazes para simular o comportamento *in situ*, especialmente no que se refere à previsão de falhas frágeis. Mesmo o PFC (*Particle Flow Code*), uma ferramenta amplamente utilizada para simulação de processos de fraturamento, apresentou dificuldades relacionadas à calibração dos parâmetros e à obtenção de resultados consistentes, com um padrão de fraturamento esparsa e não condizente com as observações de campo (Potyondy & Cundall, 2004; Read, 2004).

Além disso, as análises baseadas em modelos contínuos demandariam o uso de modelos constitutivos complexos e de difícil definição dos parâmetros para capturar a transição de mecanismos de falha, passando de um comportamento inicialmente contínuo para um regime dominado por falhas descontínuas (Hajiabdolmajid et al., 2002; Read, 2004; Rasmussen & Min, 2024).

Como alternativa, Rasmussen & Min (2024) propôs uma metodologia inovadora, implementada no *software Unblocks*, que se mostrou significativamente mais eficaz na representação da evolução das falhas progressivas ao redor do túnel. Essa abordagem possibilitou uma modelagem preditiva da ruptura, dispensando calibrações empíricas extensivas e representando

um avanço relevante na modelagem de fraturas frágeis sob altas tensões.

5.1.2. CONFIGURAÇÕES DA MODELAGEM

A geometria modelada compreendeu um domínio bidimensional com 60 metros de largura e altura, contendo um túnel circular com raio de 1,75 metros, centralizado no domínio. A zona ao redor do túnel foi refinada até um raio de 3 metros, com d_{min} fixado em 0,04 metro, conforme os critérios definidos na formulação teórica. A resistência à tração e a tenacidade à fratura adotadas foram de 7,5 kPa e $1,5 \text{ MPa}\sqrt{m}$, respectivamente, obtidos a partir do trabalho de Martin (1994).

Fora da região de refinamento, a malha foi expandida proporcionalmente, de maneira semelhante ao modelo proposto por Rasmussen & Min (2024). O modelo foi restrito ao longo de todo o contorno, apresentado na Figura 5.3, conforme apresentado na metodologia anteriormente descrita.

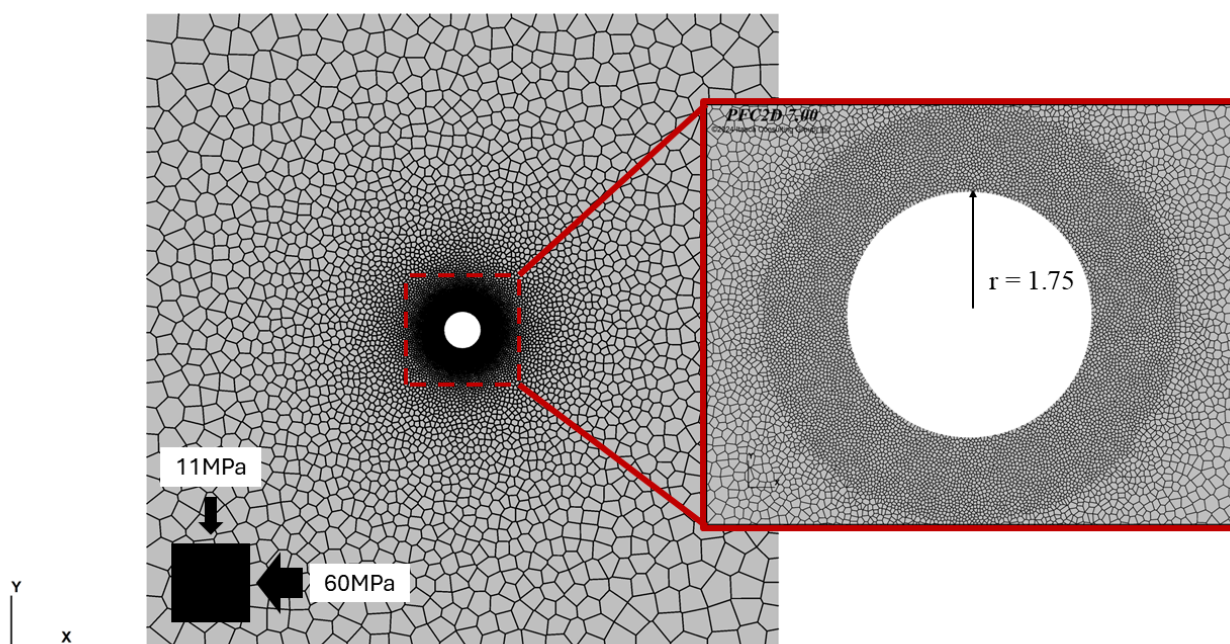


Figura 5.3 – Geometria, malha e condições de tensões do modelo LDEM aplicado ao túnel do Experimento *Mine-by*.

A Figura 5.4 apresentou a comparação entre as envoltórias de resistência calibradas com base nos critérios de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown, tanto para as condições de pico quanto residuais, conforme adotadas na abordagem DISL- MEF na Tabela 3.2. As curvas serviram como referência para a definição dos parâmetros de entrada aplicados ao modelo *Hybrid* LDEM

(*Lattice Discrete Element Method*), que tem como objetivo representar o comportamento mecânico do Granito *Lac du Bonnet*, rocha do túnel do Experimento *Mine-by*.

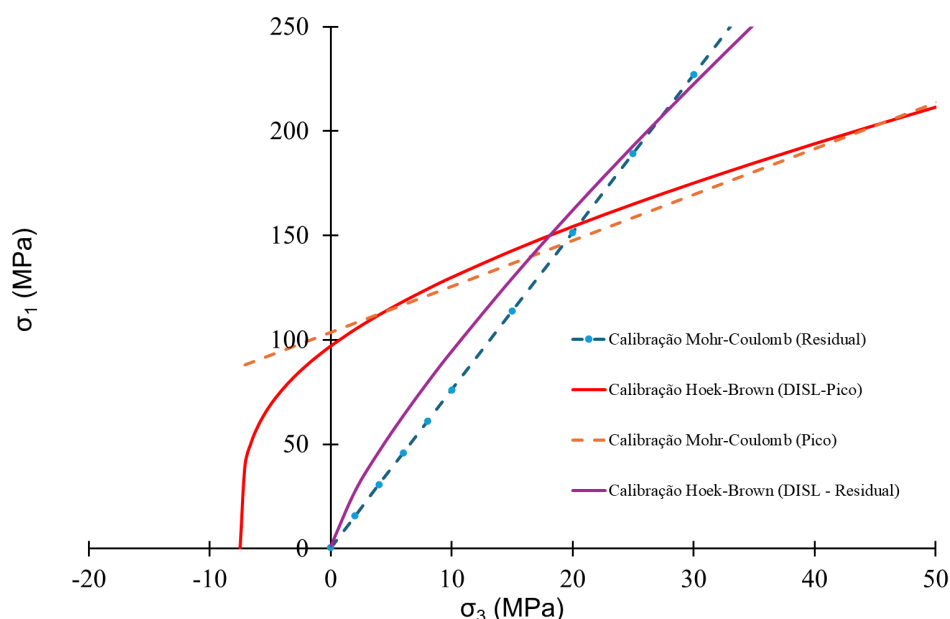


Figura 5.4 - Envoltórias de resistência de pico e residual segundo o modelo DISL para o granito *Lac du Bonnet*. Os parâmetros dos critérios de Hoek–Brown e Mohr–Coulomb também estão indicados.

O modelo foi configurado a partir da metodologia de calibração anteriormente apresentada, e os parâmetros foram implementados de forma homogênea para as partículas e contatos do modelo. A Tabela 5.1 a seguir resume os principais valores empregados no modelo e as propriedades mecânicas obtidas experimentalmente para o granito *Lac du Bonnet*, utilizadas como referência para a calibração.:

Tabela 5.1 – Tabela dos parâmetros do LDEM e propriedades mecânicas do granito *Lac du Bonnet*.

Parâmetros LDEM		Parâmetros Mecânicos do Granito <i>Lac du Bonnet</i>	
Parâmetro	Valor	Parâmetro	Valor
Densidade do material, ρ (kg/m ³)	2620	Tenacidade à Fratura em Modo I, K_{IC} (MPa·√m)	1,5
Módulo de Young, E (GPa)	66,1	Resistência à Compressão Não Confinada, σ_{ucs} (MPa)	228
Coeficiente de Poisson, ν	0,24	Tensão de Início de Fissuração, σ_{ci} (MPa)	97
Resistência à Tração dos contatos, σ_t (MPa)	7,5		
Coesão das Ligações, c (MPa)	35		
Ângulo de Atrito dos contatos, ϕ (°)	22		
Ângulo de Atrito residual de Contato, ϕ_r (°)	22		

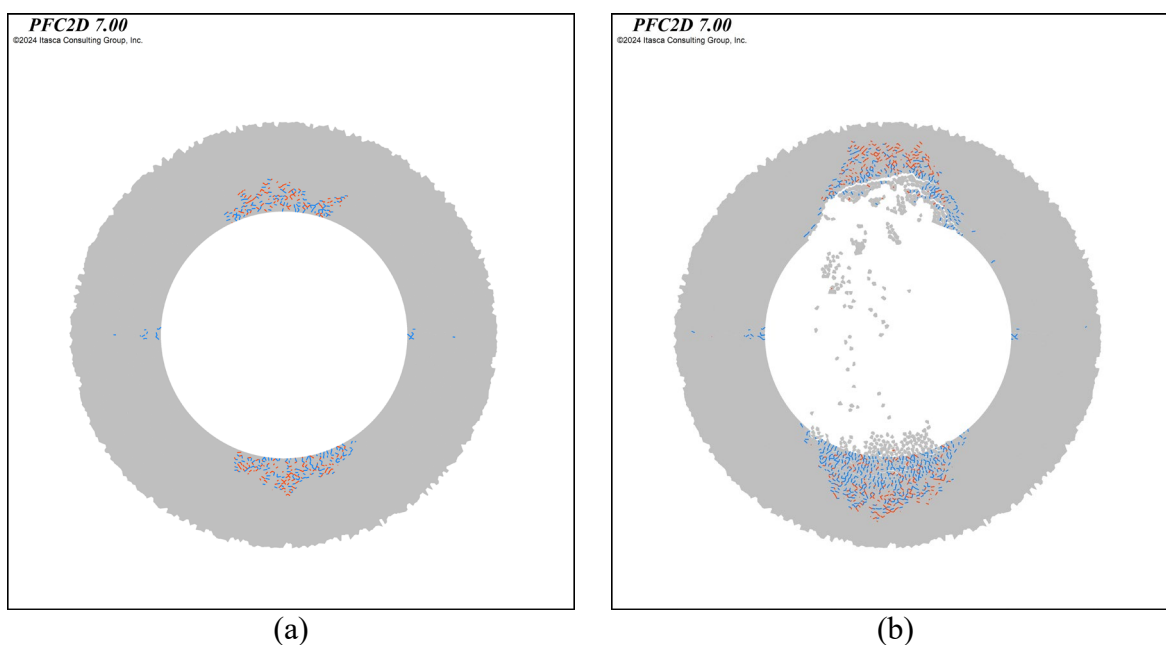
Esses valores foram adotados para refletir adequadamente o comportamento elástico e resistente do maciço rochoso, em conformidade com os dados experimentais reportados para o

granito *Lac du Bonnet*. Observa-se que as curvas de Hoek–Brown (DISL-Pico e DISL-Residual) proporcionam uma descrição mais realista da transição entre regimes de resistência, enquanto as envoltórias de Mohr–Coulomb foram ajustadas como aproximações lineares para os respectivos estados de pico e residual, sendo úteis para análises simplificadas e comparativas.

5.1.3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

O presente estudo teve como objetivo analisar o processo de ruptura observado no experimento de *Mine-by*, com foco na reinterpretação da análise conduzida por Rasmussen e Min (2024). A Figura 5.5 ilustra o desenvolvimento do fenômeno de *breakout* no teto do túnel em quatro diferentes momentos da simulação. Observa-se que o processo de *spalling* ocorre predominantemente segundo o Modo I, caracterizado pelo destacamento e desprendimento de partículas em regiões submetidas a baixos níveis de confinamento, intensificado pela ação gravitacional. Esse comportamento é consistente com o mecanismo apresentado na Figura 5.4 e descrito anteriormente.

A gênese da ruptura está associada à redução da tensão confinante na periferia da abertura. Devido à anisotropia do campo de tensões, ocorre um aumento local das tensões tangenciais, que podem ultrapassar a resistência intrínseca da rocha, levando à ruptura em materiais frágeis.



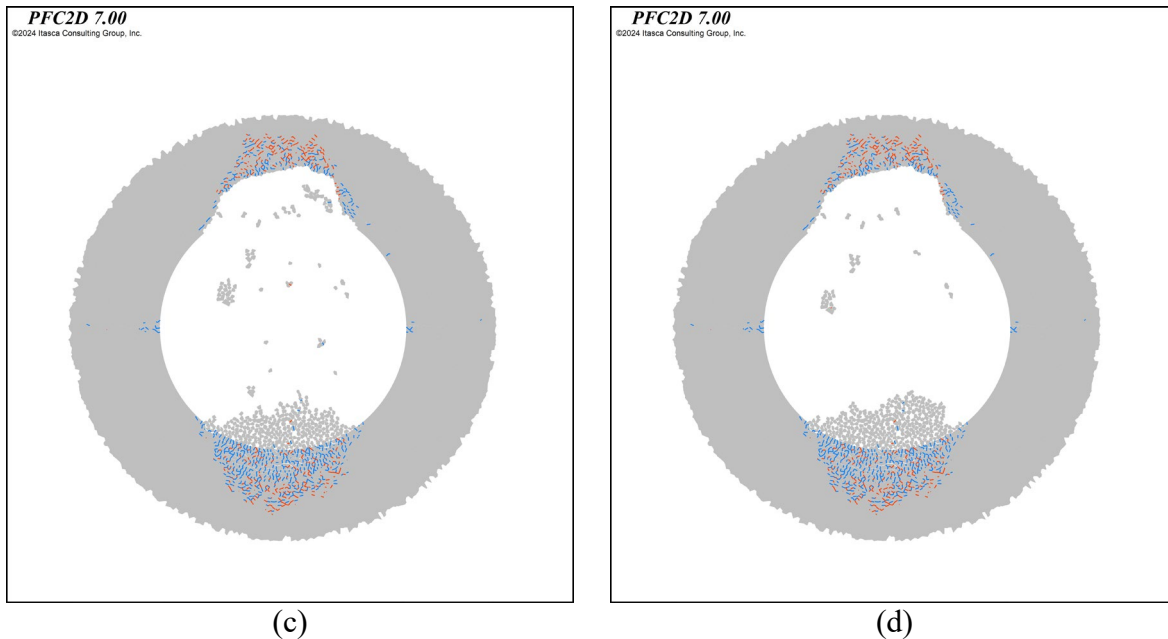


Figura 5.5 – Evolução da ruptura com ângulo de atrito residual de 22° (a) 4 s; (b) 6 s; (c) 12 s; (d) 18 s.

Embora a simulação tenha apresentado boa concordância com a profundidade da ruptura observada *in situ*, verifica-se discrepância na forma do *breakout* na base do túnel, que não reproduz com exatidão os padrões verificados. Essa divergência pode estar associada a variações nas propriedades dos materiais adotados.

Apesar de a forma característica em “V”, descrita por Rasmussen & Min (2024), não ter sido reproduzida, o modelo representa de forma realista a profundidade da ruptura após o processo de desconfinamento, conforme apresentado na Figura 5.6. A ausência dessa geometria específica pode estar relacionada às diferenças de implementação entre os softwares *UnBlocks* e PFC. Conforme discutido anteriormente, o PFC apresenta particularidades em relação ao modelo *hybrid* LDEM, o que pode resultar na superestimação da extensão da ruptura. Contudo, para fins de projeto, o parâmetro mais relevante é a profundidade da fratura frágil, pois ela está diretamente relacionada à demanda de suporte. Ressalta-se que o PFC, assume a criação de contatos entre os blocos da malha como dependentes de um *gap* (lacuna) e de uma leve expansão, que podem gerar pequenas heterogeneidades entre os elementos, divergindo da proposta inicial de Rasmussen (2021).

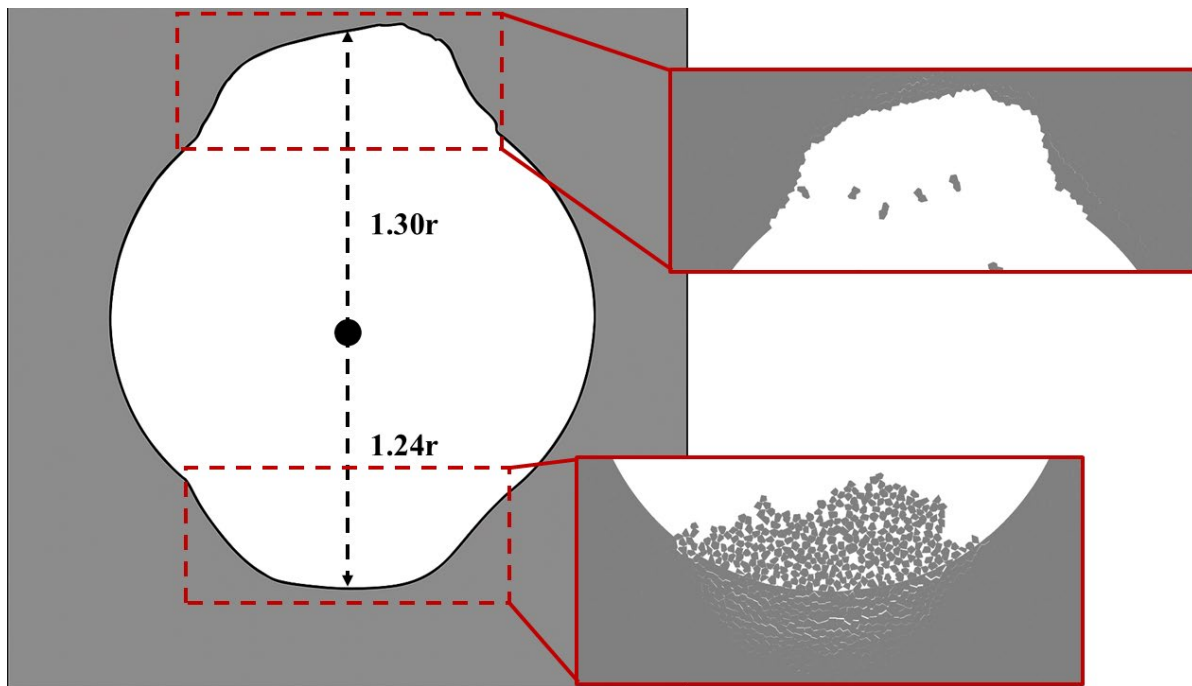


Figura 5.6 - Evidência de Ruptura em Modelo de Escavação com Ampliação das Zonas de Fratura Superior ($1.30r$) e inferior ($1.24r$).

Embora a análise atual não tenha considerado a rotação do estado de tensões, essa escolha não compromete os resultados, dada a simetria da seção transversal do túnel. Uma análise complementar com rotação do campo de tensões será apresentada posteriormente.

As simulações também evidenciam maior ocorrência de fissuras do tipo Modo I (representadas em azul) em comparação às do tipo Modo II (em vermelho), o que está em consonância com os mecanismos de *spalling* descritos na literatura. Além disso, observam-se estruturas semelhantes às *wing cracks*, que se propagam, coalescem e evoluem para fissuras por cisalhamento, culminando na formação de uma rede de fraturas responsável pela ruptura global do maciço.

A prática demonstra que esse tipo de ruptura se desenvolve nas regiões de máxima tensão tangencial ao redor da abertura, sendo essas as zonas mais críticas em escavações subterrâneas. Em condições extremas de tensão, pode haver colapso completo da escavação. A previsão da profundidade de ruptura é particularmente complexa em maciços pouco fraturados, ainda que sujeitos à concentração de tensões. Conforme relatado por Martin (1997), não se observaram rupturas rasas nesse contexto.

Sob baixos níveis de confinamento na parede da escavação, as fissuras de Modo I se iniciam e começam a se propagar, resultando em um processo de deslocamento nas fronteiras da escavação. Nesse caso, o fraturamento é predominantemente controlado por trincas de Modo I

(abertura). A mobilização do atrito ao longo das superfícies fraturadas ainda é pequena, pois as trincas estão em fase de abertura e não há contato friccional suficiente.

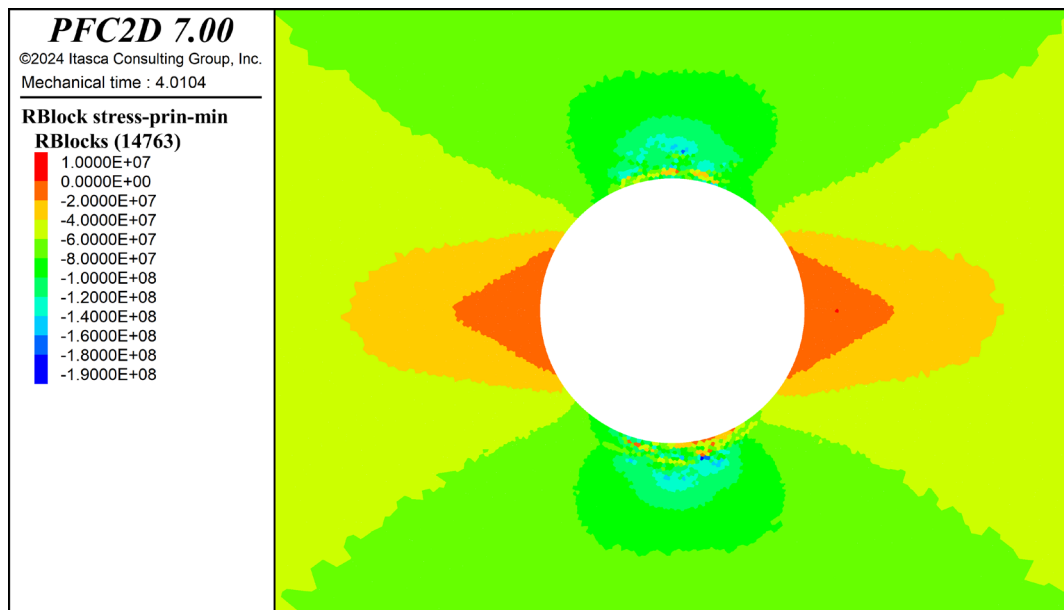
Na Figura 5.7(a), são apresentadas as tensões principais maiores antes da ruptura, com valores negativos indicativos de compressão. Verifica-se que, no teto do túnel, as tensões se aproximam do limite de ruptura, atingindo valores em torno de 120 MPa nas células de Voronoi ainda intactas, caracterizando uma condição crítica de carregamento.

À medida que o processo evolui, como mostrado na Figura 5.7(b), ocorre uma inversão no estado tensional, com transição de compressão para tração nas regiões danificadas. Tal mudança favorece a nucleação e propagação de fissuras, levando à falha progressiva do maciço. Esse comportamento é ainda mais evidente na Figura 5.7(c), na qual as células do teto apresentam tensões principais menores inferiores a 10 MPa, indicando baixo confinamento anterior à ruptura. Por sua vez, a Figura 5.7(d) destaca zonas de alto confinamento acima da região rompida (representadas em azul), que permanecem estruturalmente estáveis durante o processo.

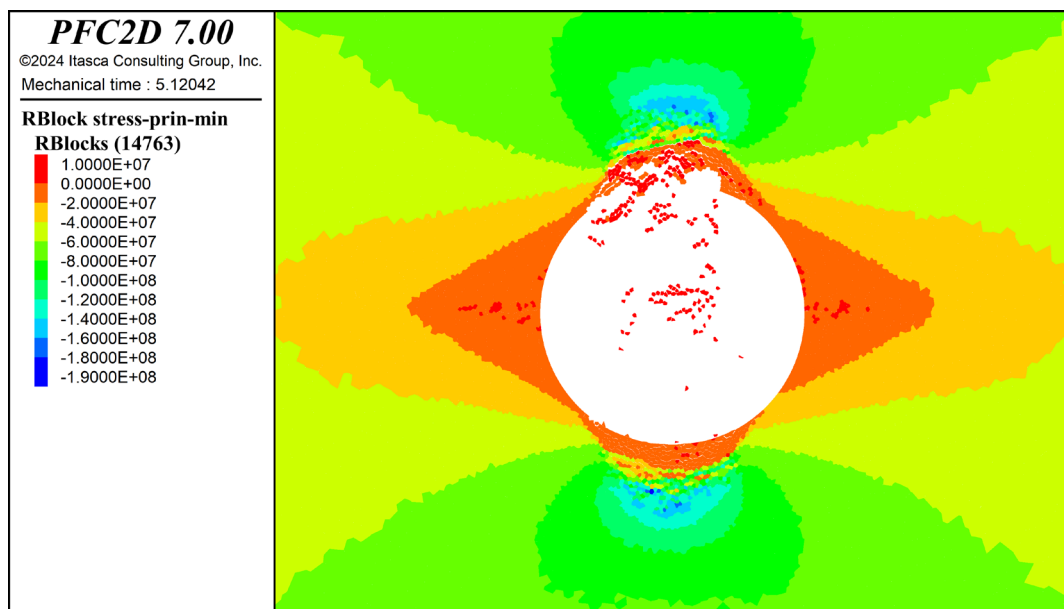
Esse padrão de falha está fortemente associado ao mecanismo descrito por Diederichs (2007), no qual o acúmulo de microfissuras conduz à ruptura macroscópica. Nesse contexto, destaca-se o modelo DISL (*Damage Initiation and Spalling Limit*), que correlaciona a evolução dos danos ao nível de confinamento e às diferentes envoltórias de resistência do material.

Ao atingir o limite de resistência de pico, o material passa a se comportar segundo a envoltória de resistência residual, caracterizada pela perda de coesão e mobilização desacoplada do atrito. Esse comportamento é especialmente notável em condições de baixo confinamento, típicas do *spalling*.

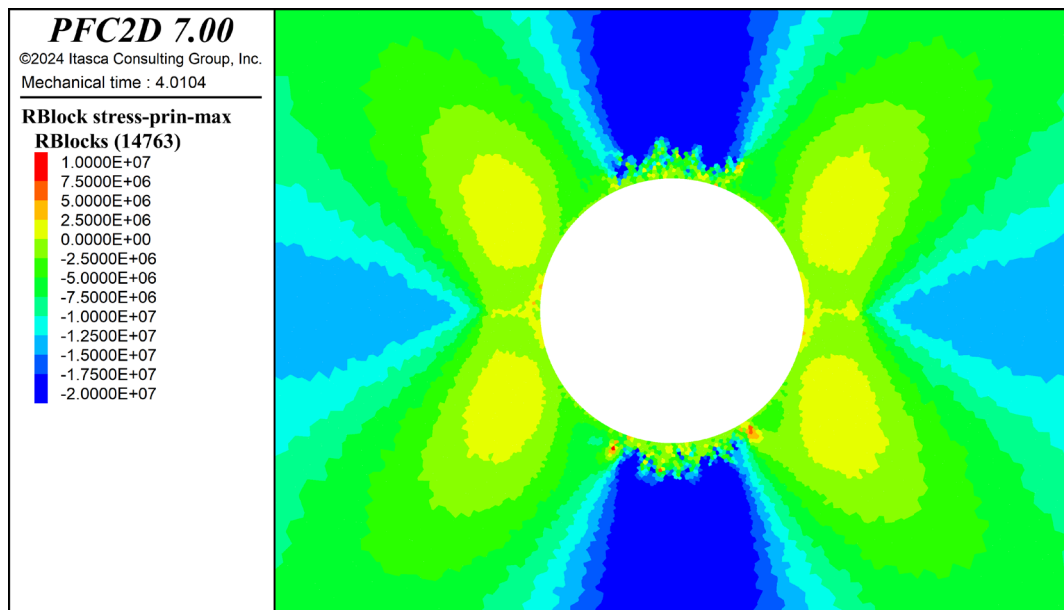
A análise da Figura 5.7 permite inferir que, sob confinamento reduzido, a perda de resistência ocorre majoritariamente pela propagação de trincas por tração. Esse tipo de falha, recorrente em escavações subterrâneas profundas, configura-se como um processo progressivo de natureza frágil, frequentemente associado aos mecanismos de *spalling* ou *slabbing*. A transição entre comportamentos de ruptura contínuos e descontínuos é de difícil modelagem, mas seus efeitos são claramente identificáveis nos resultados numéricos apresentados (Martin et al., 2001; Read, 2004).



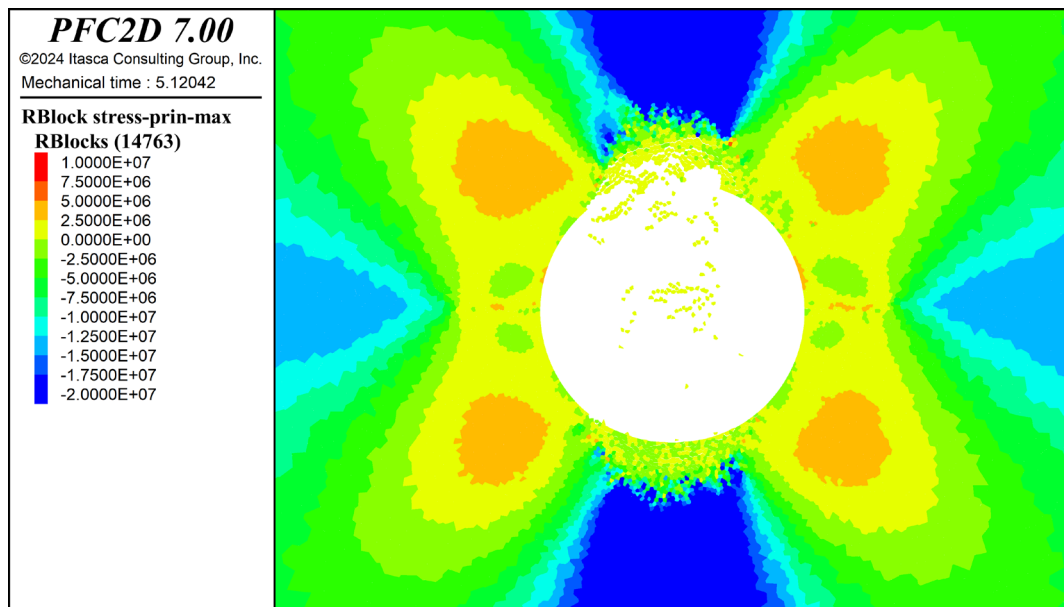
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 5.7 – Tensões principais antes e após a ruptura: (a) Máxima – antes da ruptura, (b) Máxima – após a ruptura, (c) Mínima – antes da ruptura e (d) Mínima – após a ruptura.

5.1.3.1. INFLUÊNCIA DO ÂNGULO DE CONTATO RESIDUAL

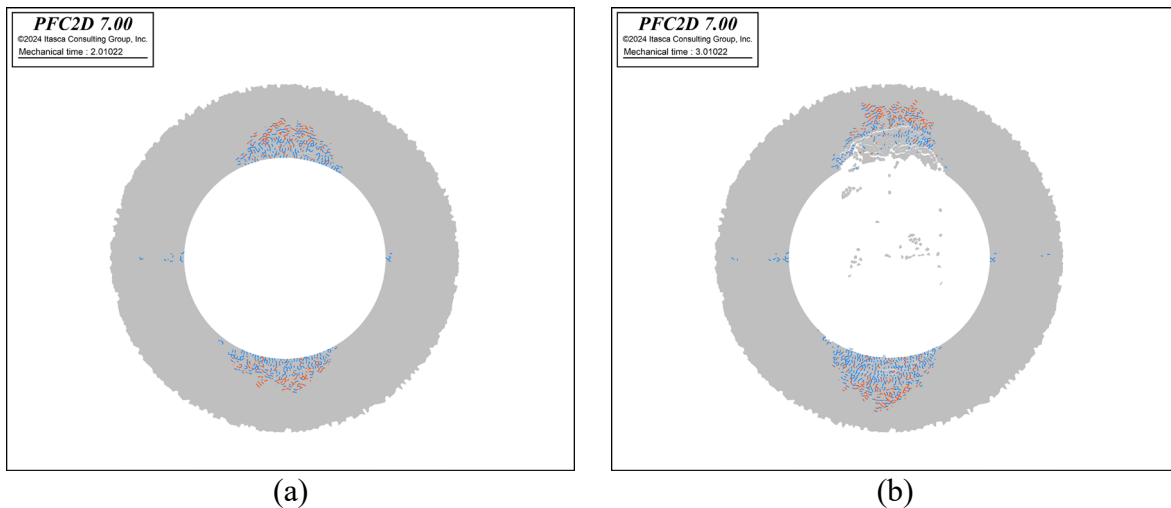
O ângulo de atrito nos contatos entre partículas desempenha papel fundamental na caracterização do comportamento pós-pico de materiais frágeis, sob a ótica mecanicista (Farahmand & Diederichs, 2023). Esse parâmetro define se a resposta do modelo de contato híbrido LDEM apresentará comportamento de amolecimento (*strain softening*) ou de enrijecimento (*strain hardening*), especialmente em função do nível de confinamento atuante

na amostra.

De acordo com Farahmand & Diederichs (2023), o ângulo de atrito residual da rocha, sob baixos níveis de confinamento, varia geralmente entre 10° e 20° , correspondendo à envoltória de falha associada ao fenômeno de *spalling*. Assim, espera-se que o ângulo de atrito residual (ϕ_r) seja aproximadamente igual ao ângulo de atrito sob baixo confinamento ($\phi_{i-spall}$), conforme estabelecido no modelo DISL.

Os resultados da simulação demonstram com clareza o impacto desse parâmetro no desenvolvimento do *spalling*. Nos estágios iniciais de nucleação e propagação das trincas, a rocha perde sua resistência coesiva em escala de grão, embora continue suportando parte do carregamento por meio do atrito nos contatos. Nessa fase, a definição precisa do ângulo de atrito se torna essencial para representar adequadamente a perda de resistência pós-pico.

A Figura 5.8, analisada indica que, embora o ângulo de atrito não afete diretamente a fragilidade do modelo, ele influencia de forma significativa o grau de coalescência entre as fissuras. Por exemplo, na Figura 5.8, com ângulo de contato de 21° , observa-se maior concentração e interconexão de fissuras em comparação à Figura 5.5, que apresenta ângulo de 22° , embora ambas revelem profundidades de ruptura semelhantes, próxima de $1,30r$.



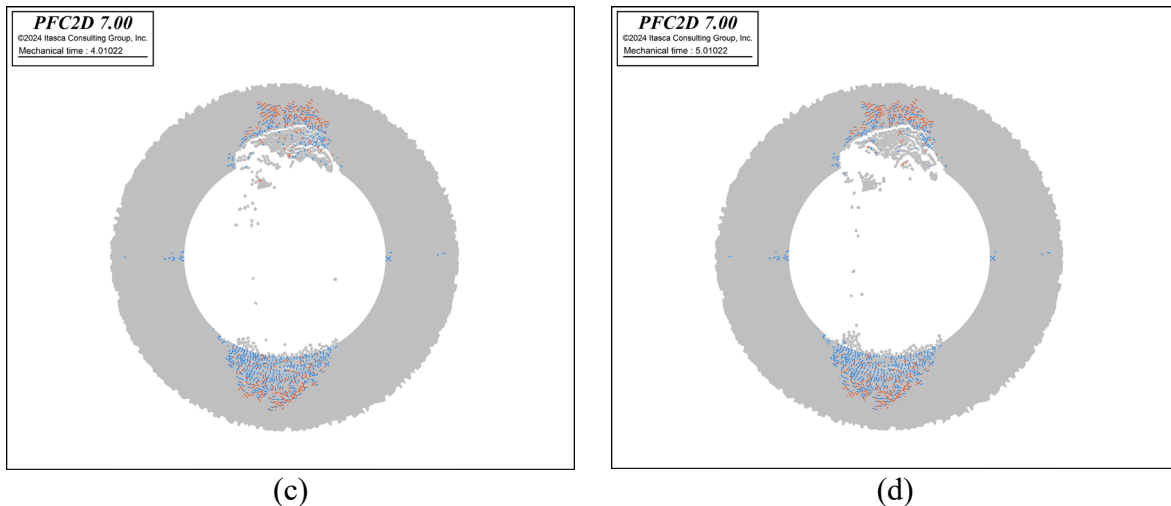
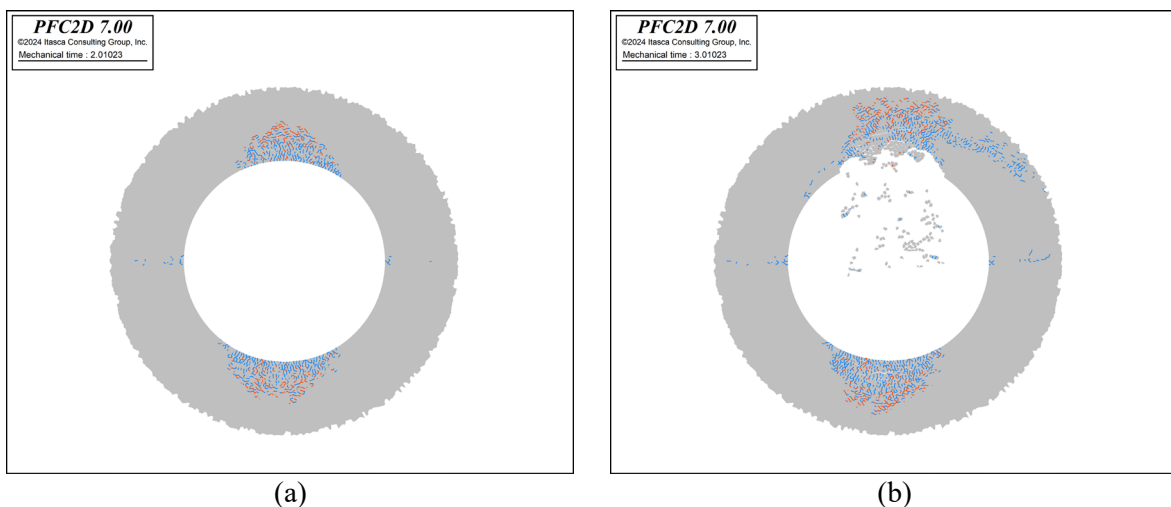


Figura 5.8 – Evolução da ruptura com ângulo de atrito residual de 21°(a) 2 s; (b) 3 s; (c) 4 s; (d) 5 s.

Já na Figura 5.9, uma pequena redução do ângulo de atrito para 20° resulta em aumento substancial da fragilidade do modelo, levando à instabilidade. Em apenas cinco segundos de simulação, mantendo-se os demais parâmetros constantes, verifica-se um processo descontrolado de nucleação e propagação de fissuras, culminando em falha abrupta.

Conforme o nível de confinamento, a amostra pode apresentar tanto *strain softening*, com fraturamento extenso e perda progressiva de resistência, quanto enrijecimento por deformação, associado a fraturas por cisalhamento, resultando em uma curva tensão-deformação com formato em “S”. Quando o ângulo de atrito residual é corretamente calibrado, o modelo consegue reproduzir ambos os comportamentos, compatíveis com as características de maciços profundos e pouco fraturados. Como pode ser observado com pequenas variações do ângulo de atrito residual.



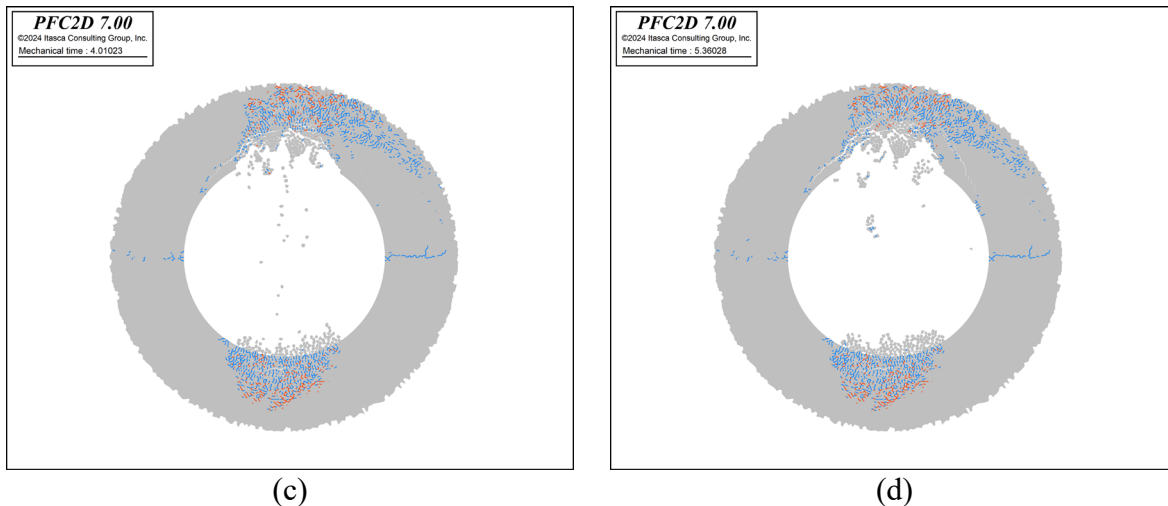


Figura 5.9 – Evolução da ruptura com ângulo de atrito residual de 20°(a) 2 s; (b) 3 s; (c) 4 s; (d) 5 s.

5.1.3.2. INFLUÊNCIA DA TENACIDADE DE FRATURA

A principal diferença entre os modelos convencionais de elementos discretos e o modelo adotado neste estudo reside na estratégia de controle da tenacidade à fratura, um parâmetro fundamental na representação de processos de ruptura frágil. Destaca-se, nesse contexto, a capacidade do modelo híbrido LDEM de realizar um refinamento controlado da malha, o que permite ajustar diretamente o tamanho das células de Voronoi e, consequentemente, calibrar a tenacidade do material simulado.

A tenacidade à fratura em Modo I (abertura) está diretamente relacionada ao espaçamento entre as sementes da malha. Esse parâmetro influencia de forma decisiva a capacidade do modelo de simular, com fidelidade, os processos de nucleação, propagação e coalescência de trincas, aspectos essenciais para a compreensão do comportamento de maciços rochosos submetidos a baixos níveis de confinamento.

A abordagem empregada viabiliza a inserção da tenacidade de forma explícita e controlada, devido a eliminação das heterogeneidades espúrias. Dessa forma, os parâmetros definidos em escala de contato são refletidos diretamente no comportamento global do material, assegurando maior consistência entre os níveis meso e macroscópico da simulação.

Estudos anteriores (Martin, 1994; Martin et al., 1999; Diederichs, 2007) demonstram que fissuras de tração podem se propagar mesmo sob estados compressivos, especialmente em ambientes de confinamento extremamente reduzido, desde que a resistência coesiva seja superada. Por esse motivo, o controle preciso da tenacidade à fratura é crucial para garantir que

o modelo represente adequadamente os mecanismos físicos responsáveis pela instabilidade, como o *spalling*.

Na Figura 5.10 (a), apresenta-se uma malha com distância mínima entre sementes de 10 cm; já na Figura 5.10 (b), essa distância foi reduzida para 3,5 cm. Tais variações resultam em diferentes níveis de tenacidade $2,39 \text{ MPa}\cdot\sqrt{\text{m}}$ e $1,42 \text{ MPa}\cdot\sqrt{\text{m}}$, respectivamente, evidenciando o impacto direto do refinamento da malha na resposta estrutural do modelo.

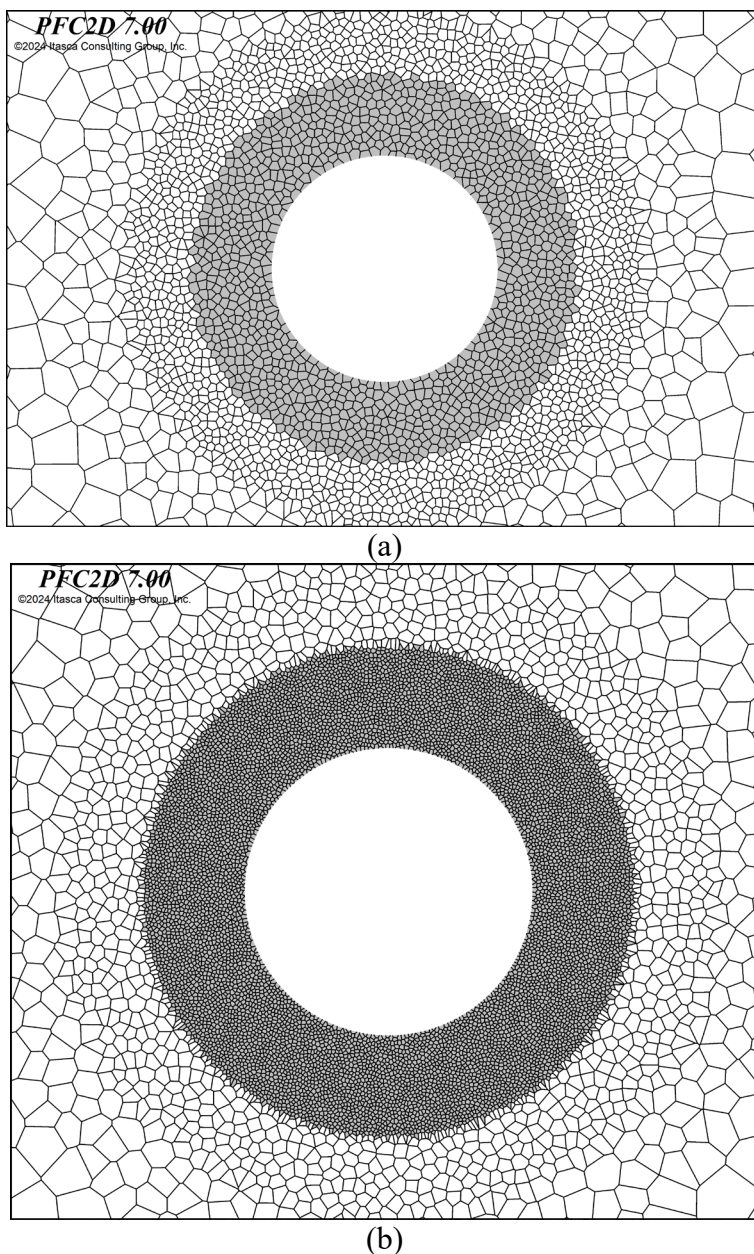


Figura 5.10 - Efeito do refinamento da malha na tenacidade à fratura: comparação entre distâncias mínimas de (a) 10 cm e (b) 3.5 cm.

Observa-se que na Figura 5.11, com aumento da tenacidade à fratura (associado a células

maiores), o modelo se torna menos propenso à propagação instável de fissuras. Em contrapartida a Figura 5.12, uma malha mais refinada, com menor tenacidade, favoreceu a fragmentação do meio, levando à formação de redes de fraturas mais densas e complexas.

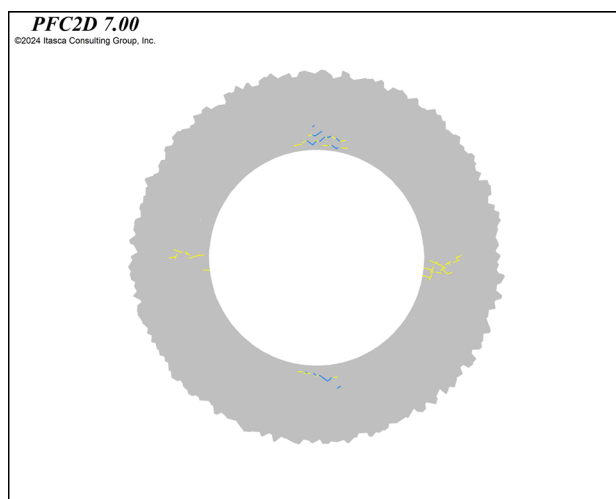
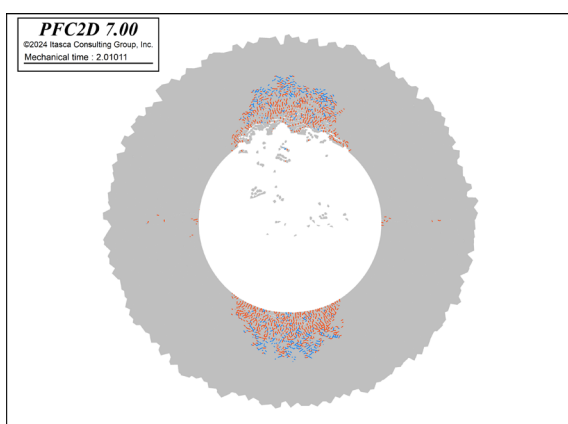
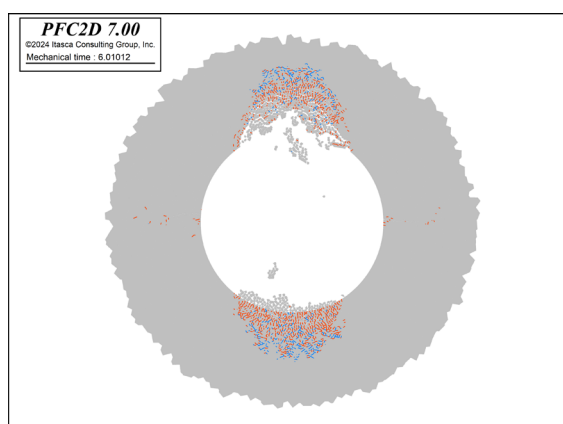


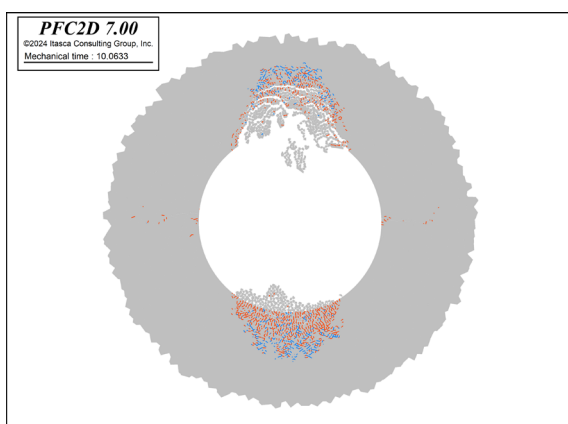
Figura 5.11 - Resultado da simulação após o desconfinamento (malha de 10 cm).



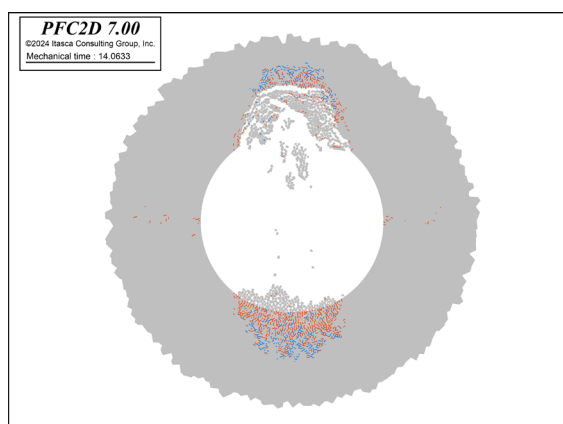
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 5.12 - Resultado da simulação após o desconfinamento (malha de 3.5 cm) (a) 2s; (b) 6s; (c) 10s; (d) 14s.

Assim, a implementação de um controle refinado da tenacidade no modelo LDEM representa um avanço significativo em relação às abordagens convencionais, proporcionando maior realismo na simulação de rupturas frágeis e ampliando a capacidade preditiva da modelagem numérica aplicada à engenharia geotécnica.

5.1.3.3. INFLUÊNCIA DA ROTAÇÃO DE TENSÕES

A orientação do campo de tensões principais exerce uma influência direta sobre a geometria e a distribuição das zonas de ruptura ao redor de escavações subterrâneas. Em condições anisotrópicas de tensão, a rotação dessas tensões pode alterar significativamente tanto o local de fraturamento quanto a direção de propagação das trincas.

A orientação do campo de tensões principais exerce uma influência direta sobre a geometria e a distribuição das zonas de ruptura ao redor de escavações subterrâneas. Em condições anisotrópicas de tensão, a rotação dessas tensões pode alterar significativamente tanto o local de fraturamento quanto a direção de propagação das trincas.

Para avaliar esse efeito, foram realizados dois testes adicionais com o modelo LDEM, nos quais o estado de tensões foi rotacionado, em 14° em relação a tensão principal. A simulação teve como objetivo investigar como essa rotação influencia a profundidade da ruptura frágil. Como resultado, observou-se que, no primeiro teste, a ruptura máxima ocorreu a uma profundidade de $1,28 R$ (sendo R o raio da escavação), na Figura 5.13, enquanto, no segundo teste, a ruptura atingiu $1,34 R$, como apresentado na Figura 5.14. Embora a diferença entre os dois casos seja relativamente pequena, ela pode ser atribuída à natureza estocástica do modelo LDEM. Por se tratar de uma abordagem baseada em elementos discretos, com distribuição pseudoaleatória de contatos e geometria de partículas (via tesselação de Voronoi), o modelo apresenta variações inerentes a cada realização. Essas flutuações podem afetar tanto a localização inicial da nucleação de trincas quanto a direção de propagação das falhas, especialmente em situações próximas ao limiar de ruptura.

Assim, a leve discrepância observada entre $1,28 R$ e $1,34 R$ não compromete a coerência dos resultados, mas reflete o comportamento natural de sistemas frágeis discretizados, nos quais a microestrutura influencia diretamente os caminhos preferenciais de falha.

Ambos os testes, no entanto, evidenciaram que a rotação do campo de tensões não apenas desloca a zona de ruptura ao redor da escavação, como também altera a forma e a extensão do

fraturamento. Tais resultados corroboram observações experimentais e análises numéricas descritas por autores como Diederichs (2007) e Martin (1997), que destacam a sensibilidade de maciços frágeis à orientação do estado de tensões.

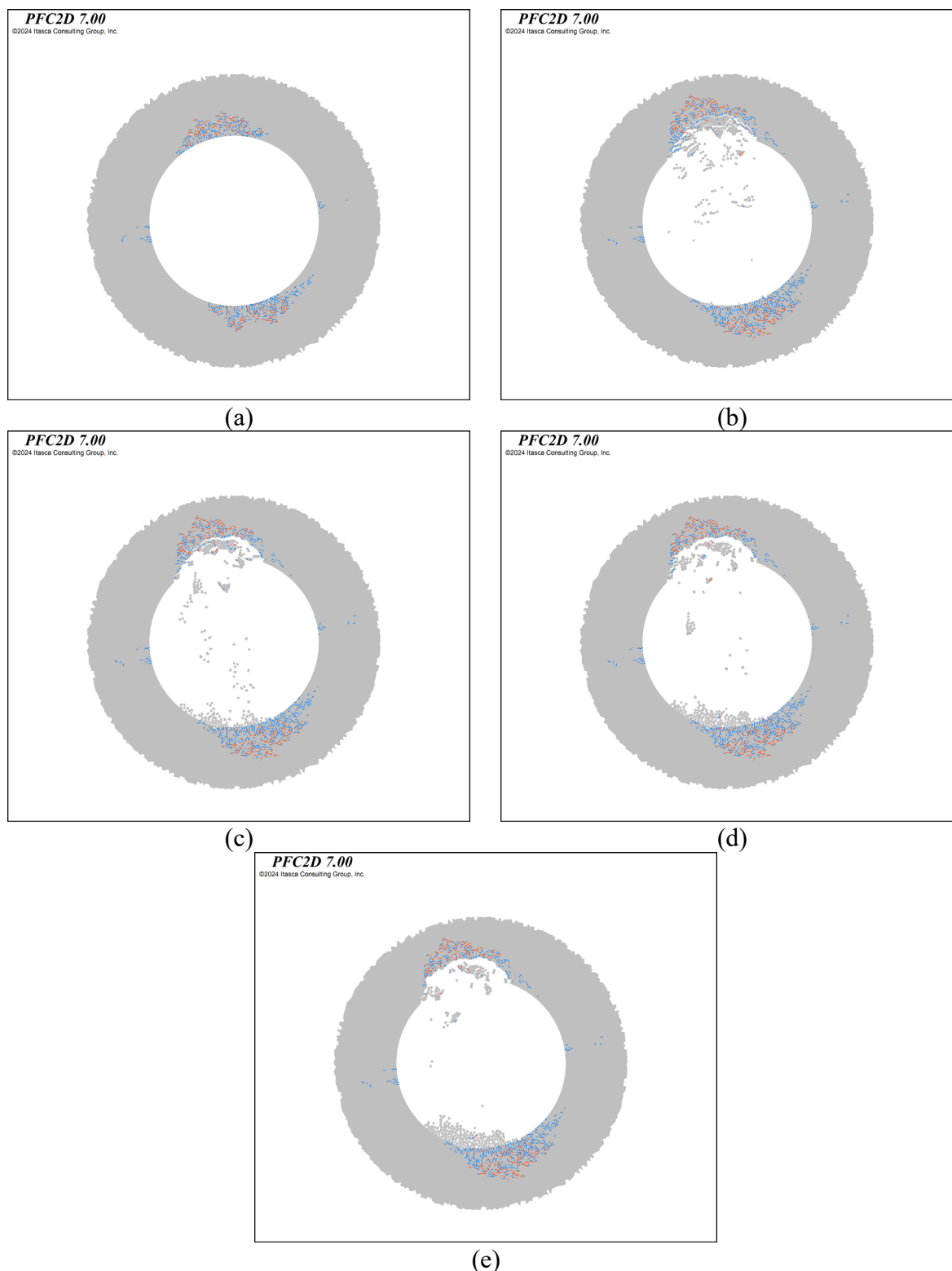


Figura 5.13 – Evolução da ruptura sob estado de tensões rotacionado – Teste 01: (a) 1s; (b) 2s; (c) 3s; (d) 4s e (e) 5s.

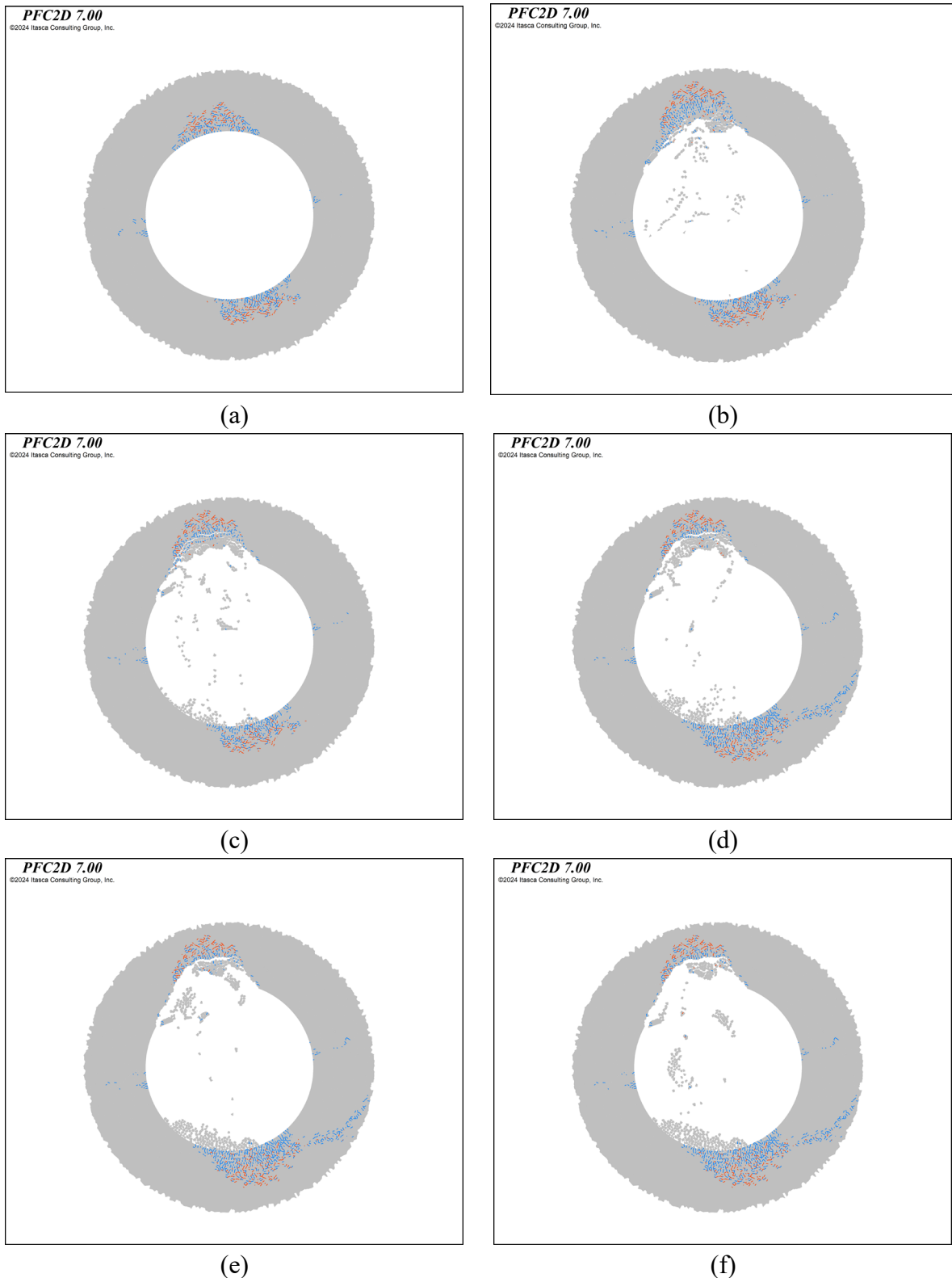


Figura 5.14 – Evolução da ruptura sob estado de tensões rotacionado – Teste 01: (a) 1s; (b) 2s; (c) 3s; (d) 4s; (e) 5s e (f) 6s.

A simulação também evidenciou que o modelo LDEM, calibrado com base em critérios de ruptura por Modo I, é sensível à variação angular das tensões principais, reforçando sua

aplicabilidade na previsão de instabilidades em túneis sujeitos a diferentes orientações de tensões. Portanto, a rotação do estado de tensões deve ser considerada como uma variável de projeto em escavações subterrâneas profundas, principalmente em contextos geológicos onde as tensões *in situ* apresentam direções preferenciais bem definidas. A compreensão desse efeito permite antecipar padrões de ruptura assimétricos e aprimorar a definição de medidas de suporte, aumentando a segurança e a eficiência operacional.

5.2. ESTUDO DE CASO – UHE ITÁ

Este item apresenta uma modelagem aplicada à UHE Itá, com o objetivo de validar a metodologia proposta, por meio da análise de seu histórico e de suas principais características técnicas.

5.2.1. HISTÓRICO DO CASO

Apresentam-se as principais características do estudo de caso da UHE Itá, abordando seu histórico e os aspectos técnicos do projeto.

5.2.1.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS DO PROJETO

A Usina Hidrelétrica de Itá, inaugurada em 2000, foi o primeiro grande empreendimento hidrelétrico na bacia do Rio Uruguai, situada entre os municípios de Itá, em Santa Catarina, e Aratiba, no Rio Grande do Sul (Santos, 2023). A geologia da região é marcada por espessas camadas de derrames basálticos, com cerca de 400 metros de espessura, sobrepostas por camadas de rocha sedimentar (Mafra, 2001; Santos, 2023). Durante a execução das obras subterrâneas, compostas por cinco túneis de desvio (TD-1 a TD-5) e cinco túneis de adução (TF-1 a TF-5), apresentados na Figura 5.15, onde foram observadas ocorrências de ruídos, deslocamentos na face de escavação e deslocamentos (*spalling*). De maneira geral, esses fenômenos indicam a presença de um estado de tensões elevado e anisotrópico, típico de maciços rochosos submetidos a escavações profundas (Mafra, 2001).

- Túneis de Desvio: Dois túneis inferiores (600 m de comprimento e seções retangulares arqueadas de 14 x 14 m) e três túneis superiores (550 m de comprimento e seções retangulares arqueadas de 15 x 17 m).
- Túneis de Adução: Seções circulares com 8 m de diâmetro e comprimento médio de 180 m.

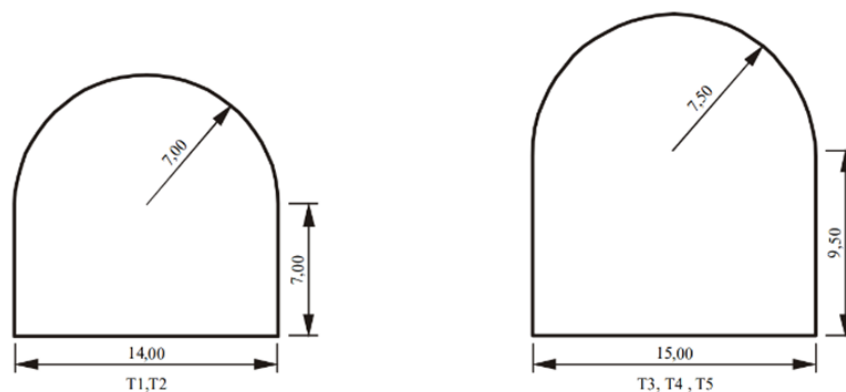


Figura 5.15 – Geometria das seções T1 a T5 (a) T1 e T2 e (b) T3, T4 e T5 (Mafra, 2001).

O local de implantação da usina situa-se em uma região que descreve uma longa curvatura conhecida como Volta do Uv, conforme apresentado na Figura 5.16. A implantação do arranjo estrutural nessa área é particularmente interessante do ponto de vista geológico.

Nessa região, foram identificados nove derrames basálticos entre as cotas EL. 400 m e EL. 200 m, denominados, no sentido decrescente, de D a L. Trata-se de derrames sub-horizontais, com mergulho de aproximadamente 0,5 na direção N-NW. As espessuras variam entre 10 m e 50 m.

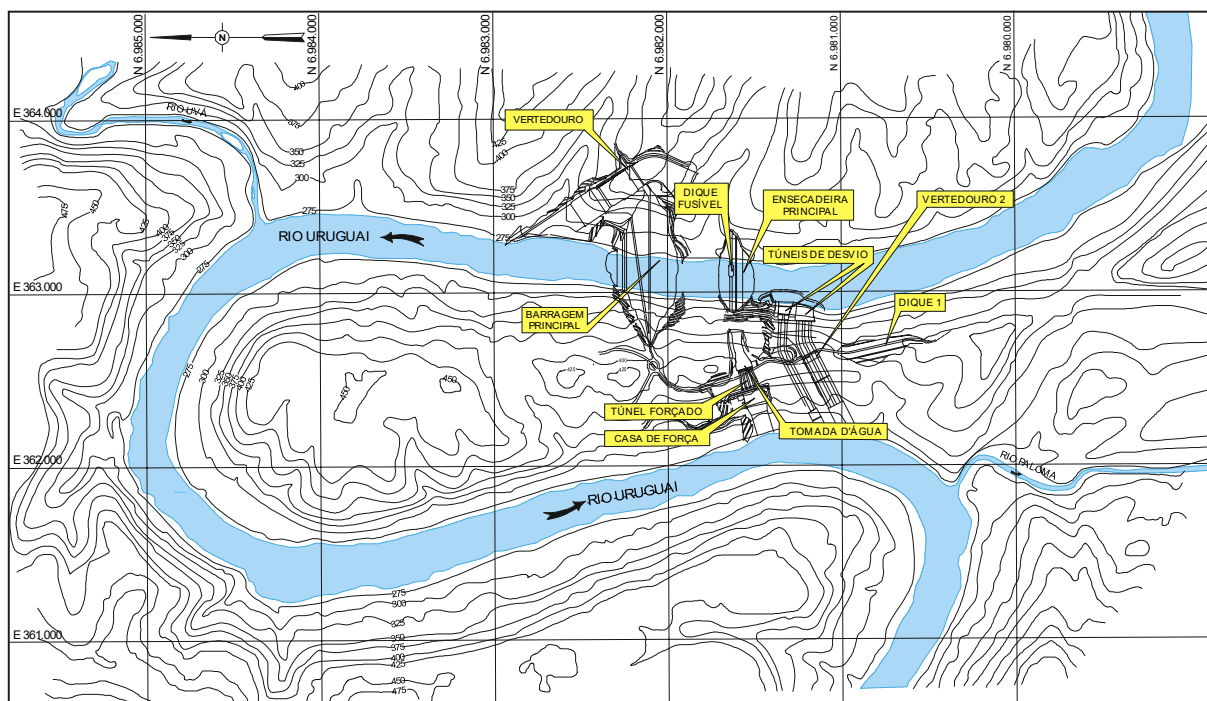


Figura 5.16 – Implantação geral da UHE Itá sobre o rio Uruguai (Mafra, 2001).

Segundo Engevix (1993 apud Mafra 2001, p. 107), durante a campanha de investigação

geotécnica, foram observadas ocorrências de "enpastilhamento", indicando concentração de tensões no maciço abaixo da brecha do derrame J, entre as profundidades de 81,7 m e 86,9 m. Esse fenômeno corresponde ao fraturamento da rocha na direção perpendicular ao eixo do testemunho de sondagem, gerando discos de rocha com espessura entre 1 e 2 cm. Tais discos se formaram durante a perfuração, em decorrência do alívio de tensões, apresentando-se como fraturas similares às aquelas provocadas por tração.

Observações semelhantes foram relatadas em outros estudos, baseados em campanhas de sondagens. Alguns trabalhos relacionam a ocorrência de enpastilhamento com mecanismos de ruptura por *spalling*, fenômeno caracterizado pela fragmentação da rocha em lascas finas sob altas tensões confinantes. Esse comportamento é descrito por Kim et al. (1986), Haimson (1978), Worotnicki (1993) e Zhu et al. (1985).

5.2.1.2. EVIDÊNCIAS SOBRE ESTADO DE TENSÃO

Considerando os documentos disponíveis para estudo, podem existir incertezas quanto à história geológica ou tectônica do local. No entanto, quando as evidências disponíveis são somadas às ocorrências observadas durante a escavação de túneis, é possível traçar um histórico de comportamento e, a partir disso, chegar a conclusões plausíveis que expliquem por que estruturas como essa apresentaram indícios de problemas decorrentes de obras em rochas duras, submetidas a elevadas tensões horizontais, mesmo em pequenas profundidades.

A geomorfologia local, como citado, é marcada pela Volta do Uvá, formando um meandro com 11 km de extensão, denominado "Sela". Inicialmente, esse arranjo atuaria no alívio de tensões geológicas nessa área específica. Essa configuração topográfica exerce uma influência direta no estado de tensões do maciço, seguindo um modelo clássico de redistribuição de esforços, no qual a tensão principal maior (σ_1) tende a se alinhar paralelamente à crista da elevação, enquanto a tensão principal menor (σ_3) se orienta perpendicularmente às encostas (Guidicini & Nieble, 1984).

A Figura 5.17 ilustra esse efeito de redistribuição de tensões causado pela erosão fluvial, comum em regiões com escavação de vales.

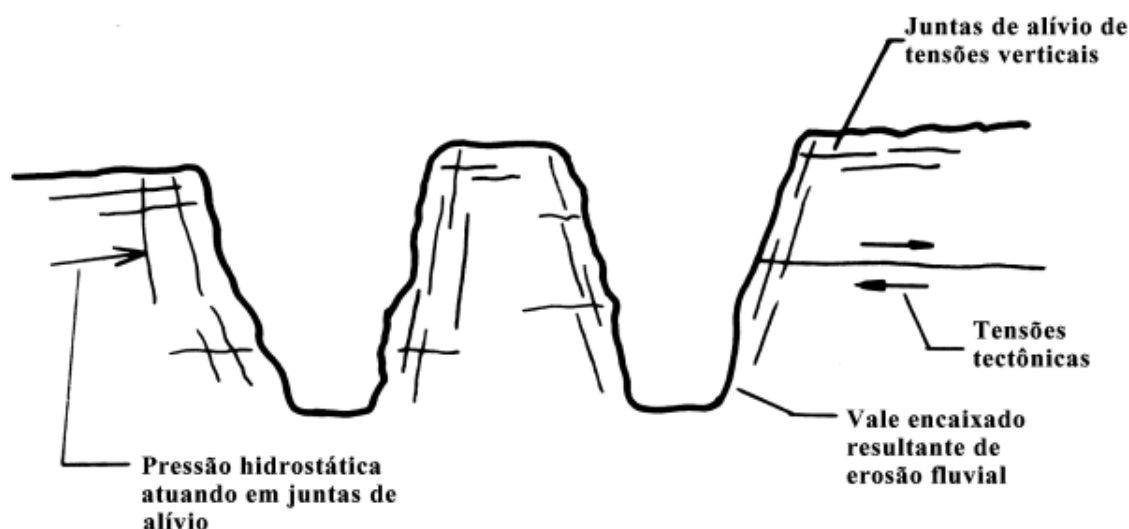


Figura 5.17 – Esquema do efeito de alívio de tensões por erosão fluvial (Guidicini & Nieble, 1984).

No caso de Itá, a escavação do leito por meio da erosão fluvial promoveu um alívio de tensões na direção perpendicular ao vale. Esse alívio, no entanto, não ocorre na direção da crista, fazendo com que as tensões horizontais permaneçam elevadas (Barton, 1997 apud Mafra 2001, p. 112-114). Mafra (2001) aponta esse condicionante como relevante, devido à elevada resistência do basalto, o que contribui para a concentração das tensões na direção paralela às encostas do vale. O autor sugere que essa configuração pode representar uma evidência importante de que as tensões principais maiores estariam alinhadas paralelamente à crista da elevação da Volta do Uvá, ou seja, na direção norte-sul.

Na região, existem várias estruturas geológicas importantes, como fraturas e um dique de diabásio. Essas estruturas podem ser mencionadas para explicitar como a origem tectônica pode fornecer indícios sobre o estado de tensões neste caso. Alinhamentos geológicos (como os C1, Sela e Paloma) e o dique de diabásio interceptam diversas partes da obra, como a barragem, os vertedouros e os túneis. Essas estruturas se formam em direções específicas, que coincidem com a direção da tensão principal maior. Segundo Goodman (1989), o dique de diabásio é uma evidência das direções de tensões, uma vez que se trata de uma fratura hidráulica e, portanto, se propaga em sua extensão orientada segundo a direção da tensão principal maior.

A Figura 5.18 apresenta o mapa geoestrutural da área da UHE Itá, evidenciando as principais estruturas que influenciam o estado de tensões.

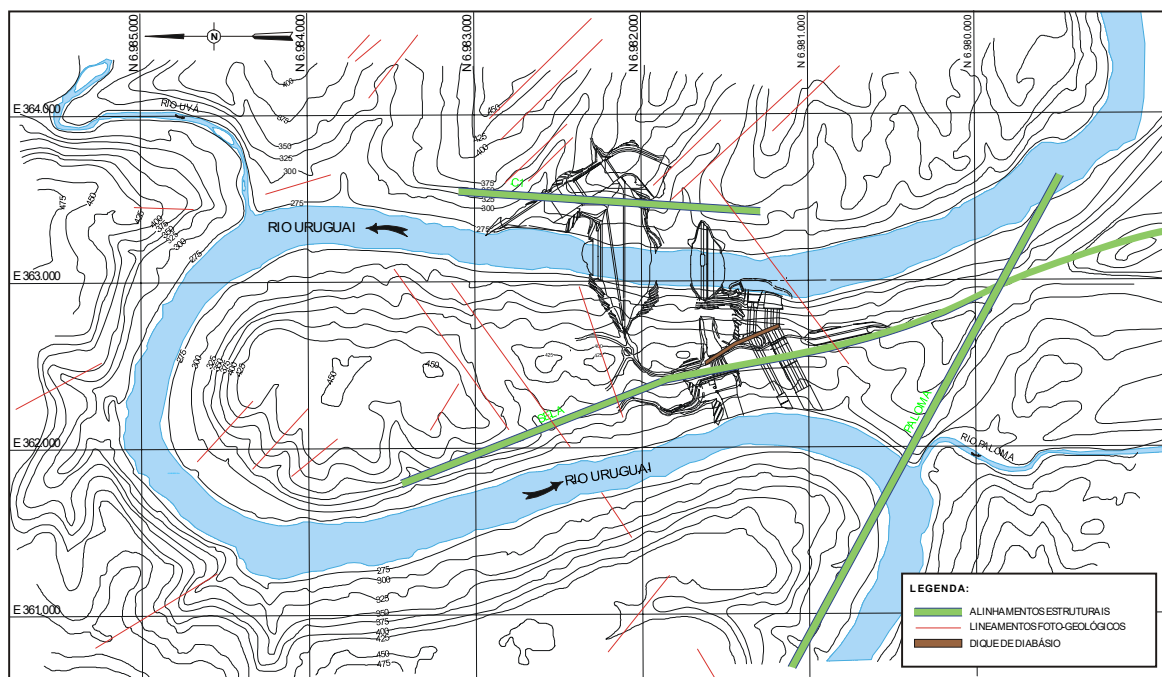


Figura 5.18 – Mapa geoestrutural da área da UHE Itá. (Engevix, 1988 apud Mafra 2001, p. 108).

Furnas Centrais Elétricas S/A (1997 apud Mafra 2001, p. 114) salienta que, devido às estruturas geológicas presentes no local, a maior tensão principal está orientada perpendicularmente aos túneis forçados, enquanto a menor tensão se alinha paralelamente a esses túneis. Na consultoria prestada por Barton (1997 apud Mafra 2001, p. 115) à hidrelétrica, ele destacou uma acentuada anisotropia das tensões horizontais, indicando que a razão entre as tensões horizontais e verticais (k) poderia alcançar valores superiores a 10, significativamente acima dos valores convencionais para rochas, que giram em torno de 3,5 (Hoek & Brown, 1980b).

A soma das evidências citadas indica que a tensão principal maior está orientada na direção horizontal, portanto, transversalmente aos eixos dos túneis. As ocorrências registradas durante as escavações dos túneis têm relação direta com o estado de tensões. Logo no início da construção, diversos fenômenos ocorreram nos túneis de desvio entre as progressivas 30 e 50m, a partir do emboque do túnel. Os fenômenos observados foram estalos na rocha (*rock noise*) e deslocamentos (*slabbing*), inclusive com ocorrências de *rockburst* em alguns pontos (Mafra, 2001). Esses eventos são semelhantes às ocorrências de túneis clássicos, como o outro estudo de caso citado neste trabalho. No entanto, os eventos ocorreram em profundidades na cota EL 420 m. A Figura 5.19 apresenta o mapeamento dos fenômenos de alívio de tensões registrados durante as escavações dos túneis de desvio, destacando as localizações onde ocorreram eventos como *rockburst*, *slabbing* e emissão acústica da rocha, conforme registrado pelo Consórcio

Conita (1997 apud Mafra 2001, p. 115-118).

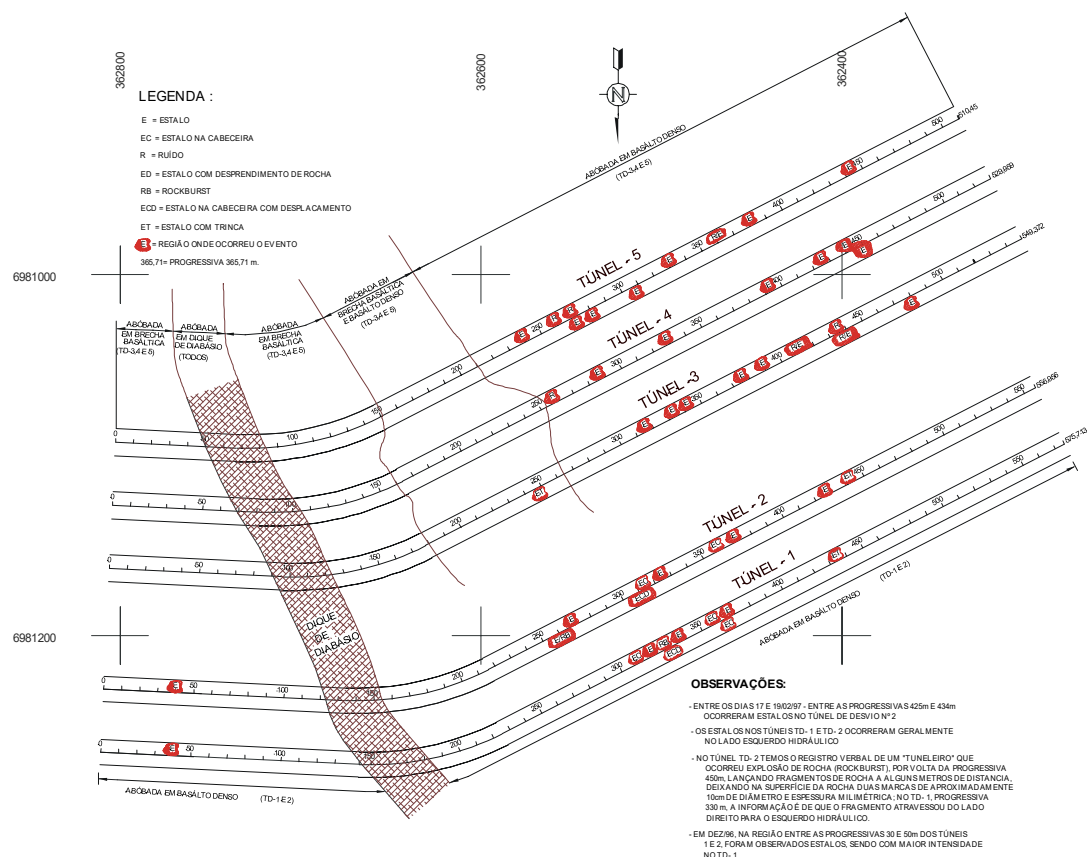


Figura 5.19 – Mapeamento dos fenômenos durante a escavação dos túneis de desvio da UHE Itá (Consórcio Conita, 1997 apud Mafra 2001, p. 115-118)

Evidências de ensaios de convergência demonstraram que apenas a ação gravitacional não seria capaz de instabilizar as escavações. Segundo Mafra (2001), alguns ensaios foram feitos na tentativa de estimar valores para as tensões *in situ*, sendo utilizados o método do Deformímetro Tridimensional e o de hidrofraturamento. O primeiro apresentou algumas inconsistências em relação à direção das ocorrências registradas no túnel, possivelmente causadas pela rotação do tensor de tensões devido à escavação da casa de força. A hipótese de falha de equipamento foi descartada, pois as tensões principais mantiveram a ortogonalidade adequada. A modelagem feita por Mafra (2001) mostrou que a perturbação do ensaio pode ter sido causada pela presença da casa de força.

Diante dessas discrepâncias, foi realizada uma campanha de fraturamento hidráulico para medir diretamente as tensões horizontais. Essa campanha estimou uma tensão principal menor de 1,1 MPa. Ainda assim, segundo Mafra (2001), os estudos sobre a direção das tensões principais foram inconclusivos, reforçando a necessidade de uma correlação mais forte entre os

parâmetros obtidos em campo e as análises numéricas por elementos finitos.

O caso da UHE de Itá pode ser considerado um grande *benchmark*, devido às suas características anômalas, evidenciando um problema de difícil análise, que não seria facilmente desvendado sem a correlação das evidências principais. O parecer de Barton (1997 apud Santos 2023, p. 147) confirmou a grande magnitude do estado de tensões e a anisotropia dessas tensões. Os derrames pouco espessos (H e L) concentravam magnitudes de tensões na direção horizontal. Segundo relatado por Infanti (1999 apud Santos 2023, p. 147), os ensaios de hidrofraturamento foram executados com o intuito de ratificar as conclusões. Diante da indisponibilidade de muitos documentos sobre a ruptura, possivelmente o ensaio citado por Mafra (2001) foi o mesmo aqui referido. A Figura 5.20 mostra o perfil geológico-estratigráfico da fundação da barragem, evidenciando a disposição dos derrames basálticos.

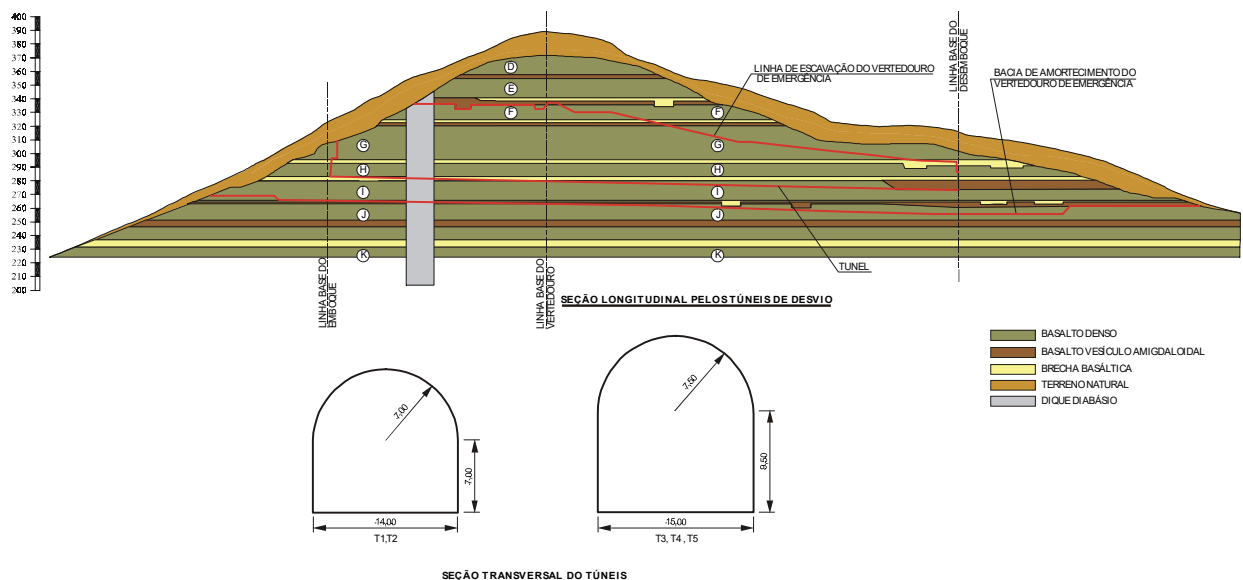


Figura 5.20 – Perfil geológico-estratigráfico da fundação da barragem (Engevix, 1988 apud Mafra 2001, p. 109).

Assim, os resultados demonstraram que o estado de tensões é realmente muito elevado: σ_1 da ordem de 30 a 50 MPa, σ_2 da ordem de 5 MPa e σ_3 da ordem de 1 MPa. Esse estado de tensões gerou uma zona de compressão na parte superior (coroa) dos túneis, onde os esforços principais são mais concentrados. Em contrapartida, observou-se uma zona de tração ao longo das paredes verticais, diretamente alinhadas com a orientação das tensões principais (Barton, 2010).

Esse trabalho estimulou a pesquisa de Mafra (2001), que buscou modelar o fenômeno utilizando elementos finitos, aplicando um estado de tensões gravitacional, com a razão entre as tensões horizontais e verticais variando de 3 a 14 no plano de análise bidimensional. A melhor

correlação foi alcançada com uma razão de 12. Embora o modelo tenha adotado um material elástico-frágil-plástico (Mafra, 2001), ele não conseguiu simular o processo de fraturamento em formato de “V”. No entanto, o modelo foi bem calibrado para os testes de convergência realizados em campo.

Vale ressaltar que a calibração com base nos testes de convergência se mostrou insuficiente para a modelagem do fenômeno de ruptura frágil, que é conhecido por gerar grandes deformações. Além disso, o modelo numérico mostrou-se inadequado para simulação do fenômeno, como citado por Hajiabdolmajid et. al. (2002), pois subestima a extensão da falha.

Em contrapartida, o estudo apresentado por Barton (2010) realiza uma análise empírica, utilizando o ábaco proposto por Martin et al. (1999) (Figura 2.43), reavaliando a anisotropia de tensões com base na relação entre as características geométricas e o estado de tensões. Durante as escavações nos derrames basálticos que cruzavam os túneis, a tensão máxima ($\sigma_{\max}$) foi estimada entre 35 e 45 MPa, enquanto as tensões verticais variaram entre 1 e 2 MPa, considerando a tensão geostática.

Com base nesses dados e por meio de retroanálises (*back-analyses*), concluiu-se que a razão entre a resistência à compressão uniaxial da rocha (σ_c) e a tensão principal maior (σ_1), variando entre 5 e 3, foi suficiente para desencadear os efeitos observados na rocha. Utilizando-se a formulação da equação proposta por Martin et al. (1999), foi possível estimar os valores de profundidade de falha (D_f), com resultados observados na faixa de 2 a 3 m. Para tanto, considerou-se um raio equivalente (a) de aproximadamente 8 m, conforme a proposição de Martin et al. (1999) para túneis não circulares, apresentada no item 2.6.5.2.

Com base nos dados apresentados, a razão $\sigma_{\max}/\sigma_c$ foi estimada entre 0,6 e 0,7, quando D_f/a variou entre 1,25 e 1,38, resultante da relação $(8 + 2 \text{ ou } 3 \text{ m}) / 8$. A partir da equação de Kirsch ($\sigma_{\max} = 3\sigma_1 - \sigma_3$), essas razões resultaram em tensões horizontais variando entre 39 e 46 MPa, assumindo-se que a resistência à compressão uniaxial da rocha (σ_c) variava entre 140 e 280 MPa. Os resultados empíricos apresentaram grande proximidade com os ensaios de hidrofraturamento.

5.2.2. PARAMETRIZAÇÃO

Estudos recentes, como o de Rasmussen & Min (2024), demonstraram que resultados empíricos podem ter boa concordância com modelagens numéricas, desde que os parâmetros adotados estejam alinhados com formulações teóricas bem estabelecidas. A coerência observada entre os modelos numéricos e as estimativas empíricas de profundidade de falha, distribuição de tensões e padrões de fraturamento em túneis reforça o potencial de tais abordagens para representar fenômenos complexos, como o *spalling* em rochas duras.

No presente estudo, considerando a indisponibilidade de parte dos parâmetros geotécnicos diretos, especialmente aqueles relacionados ao comportamento pós-pico e à caracterização detalhada do material de origem, a adoção de formulações empíricas, como aquelas propostas por Martin et al. (1999), é fundamental para orientar o processo de calibração. Assim, este trabalho também busca explorar a capacidade do modelo numérico de reproduzir o comportamento observado em campo a partir dessas formulações, oferecendo percepções sobre a viabilidade de seu uso em contextos nos quais os dados são escassos ou incertos. Este estudo também tem como foco verificar se a metodologia possui capacidade de reproduzir rupturas em diferentes tipos de rochas e geometrias.

5.2.2.1. ESTADO DE TENSÕES *IN SITU*

A partir da análise das evidências geomorfológicas e geotécnicas, adotou-se um estado de tensões anisotrópico, caracterizado por tensões horizontais significativamente superiores às tensões verticais. Estudos indicam uma razão entre tensões horizontais e verticais (k) variando entre 10 e 14, com a tensão principal maior (σ_1) orientada paralelamente à crista do relevo, ou seja, na direção norte-sul. Essa configuração está associada à geomorfologia da Volta do Uvá, à presença de estruturas geológicas regionais e à elevada resistência do maciço basáltico, que contribuem para a concentração de tensões horizontais ao longo das encostas.

Para a modelagem numérica, foram consideradas duas situações distintas de carregamento:

- Na primeira situação, foi adotado um estado de tensões com base em retroanálises empíricas, com a aplicação de uma tensão horizontal de 41 MPa e uma tensão vertical de 2 MPa, representando uma razão k igual a 20. Essa condição foi utilizada para reproduzir um cenário crítico de ruptura sob elevadas tensões laterais, consistente com os padrões de *spalling* observados em campo e discutidos por Barton & Infanti (2004).

- Na segunda situação, foi adotado o estado de tensões proposto por Mafra (2001), considerando a definição de uma tensão horizontal de 20 MPa e uma tensão vertical de 2 MPa, resultando em uma razão k igual a 10. Essa configuração reflete uma condição menos severa, ainda representativa do regime anisotrópico de tensões predominante na região, e foi utilizada como base comparativa para análise da sensibilidade do modelo à magnitude das tensões aplicadas.

A consideração dessas duas configurações de carregamento permitiu avaliar a influência da magnitude das tensões e da razão k sobre os mecanismos de ruptura esperados, aprimorando a calibração do modelo numérico frente às evidências empíricas e geológicas observadas no caso da UHE Itá.

5.2.2.2. PARÂMETROS ELÁSTICOS

Com base na caracterização litológica da região, composta predominantemente por basaltos, adotaram-se propriedades elásticas compatíveis com os valores descritos na literatura para rochas ígneas. Os valores de densidade, conforme apresentados na Tabela 5.5, variam entre 2880 e 3210 kg/m³, sendo adotado o valor de 2770 kg/m³, conforme o trabalho de Mafra (2001).

A deformabilidade do basalto foi estimada considerando sua textura, resultando em um módulo de Young de 70 GPa, conforme valores de referência tabelados, e um coeficiente de Poisson fixado em 0,25, com base em Gercek (2007). Esse conjunto de propriedades foi considerado representativo para simular o comportamento elástico da rocha antes do processo de formação de fraturas.

Adicionalmente, por se tratar de um processo de retroanálise, também foi adotado um segundo valor de módulo de Young, igual a 47 GPa, mantendo-se o coeficiente de Poisson. Esse valor foi extraído dos estudos numéricos conduzidos por Mafra (2001), permitindo avaliar a sensibilidade do modelo à rigidez do meio rochoso e verificar a influência desse parâmetro nas respostas de deformação observadas nos túneis durante a escavação.

5.2.2.3. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

A rocha basáltica da UHE Itá apresentou resistência à compressão uniaxial (σ_c) excepcionalmente elevada, variando entre 140 e 280 MPa. No estudo de Barton (2010), adotou-se o valor médio de 200 MPa para fins de análise. De acordo com Hoek et al. (1998), os valores

do parâmetro m_i para basaltos situam-se em torno de 25 ± 5 ; para este estudo, além do valor médio, também foi utilizado o valor específico de $m_i=17$, proposto por Mafra (2001) com base em amostras da própria região.

Com base nessa constante, foi aplicada a correlação empírica apresentada na Equação 2.24, resultando em valores estimados de resistência à tração (σ_t) entre 7,34 MPa e 9,6 MPa, a depender do valor de m_i adotado. Esses valores foram incorporados à modelagem numérica para representar a fase de nucleação de trincas, fundamental para a calibração da tenacidade de fratura.

Além disso, foram consideradas as evidências apresentadas por Nicksiar & Martin (2013), que demonstram uma forte correlação entre a resistência à compressão uniaxial e a tensão de início de trinca (σ_{ci}), especialmente em rochas ígneas. Com base nessa relação, estimou-se para o basalto de Itá um valor de σ_{ci} igual a 90 MPa, representando o limiar de transição entre o comportamento elástico e o início de danos estruturais no maciço rochoso.

Com os valores definidos de σ_c , σ_t e σ_{ci} , foi possível aplicar a envoltória de iniciação de danos proposto por Farahmand & Diederichs (2023), utilizado na metodologia DISL (*Damage Initiation and Spalling Limit*). Essa abordagem baseia-se no critério generalizado de Hoek-Brown e permite representar a superfície de ruptura da rocha considerando a presença de danos progressivos. Para o estado de pico, foram adotados os seguintes parâmetros: $a=0,25$, $s=0,041$ e $m=0,85$.

Para representar o comportamento da rocha no modelo numérico, adotou-se o critério de Mohr-Coulomb calibrado a partir dos parâmetros estimados pelo critério de Hoek-Brown. Essa aproximação permitiu simplificar a implementação computacional, mantendo a equivalência das envoltórias de resistência, especialmente na faixa de tensões representativa do campo de aplicação analisado.

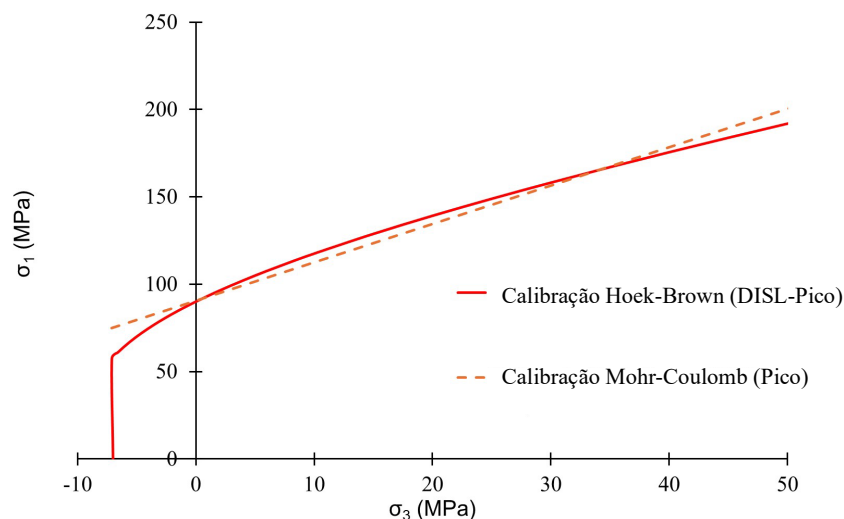


Figura 5.21 – Calibração dos critérios de ruptura para o Basalto.

5.2.2.4. CALIBRAÇÃO DA TENACIDADE DE FRATURA

A falha em maciços rochosos é controlada, em grande parte, pela propagação de fraturas. Por essa razão, a mecânica das rochas está intrinsecamente relacionada à mecânica da fratura, especialmente no que se refere ao comportamento frágil observado sob tensões elevadas. Nesse contexto, a tenacidade à fratura modo I (K_{IC}) desempenha um papel fundamental na caracterização da resistência da rocha ao crescimento de trincas sob condições de tração, sendo diretamente correlacionada à resistência à tração (σ_t).

Estudos clássicos, como os de Gunsallus & Kulhawy (1984) e Bhagat (1985), validaram experimentalmente essa correlação para diversas litologias. Zhang (2002) buscou generalizar essa relação por meio de uma base de dados abrangente, compilando diferentes configurações de ensaio para obtenção de K_{IC} . Os dados específicos para basaltos, apresentados por Zhang (2002), estão dispostos na Tabela 5.2 e indicam variações significativas em função do tipo de ensaio empregado:

Tabela 5.2 – Comparação de K_{IC} e σ_t para basalto conforme tipo de ensaio (Zhang, 2002).

Tipo de Ensaio	K_{IC} (MPa·m ^{1/2})	σ_t (MPa)
Placa retangular entalhada em flexão a três pontos	2,27	21,5
Disco brasileiro entalhado sob compressão diametral	1,80	5,78
Disco brasileiro não entalhado	3,01	17,52

Cabe ressaltar que, embora as correlações empíricas apresentadas na Tabela 2.7 forneçam

importantes estimativas de tenacidade à fratura, os valores de resistência à tração associados a alguns ensaios utilizados no banco de dados, especialmente os superiores a 17 MPa, podem não refletir diretamente as características do basalto da UHE Itá. Dessa forma, é possível que tais correlações superestimem os valores de K_{IC} quando aplicadas a litologias com resistência à tração inferior, como é o caso. Ressalta-se, portanto, que nenhuma das correlações deve ser considerada como superior, sendo a sua aplicabilidade dependente das propriedades específicas do material analisado e das condições experimentais envolvidas.

A Tabela 5.3 apresenta os valores de tenacidade à fratura estimados por diferentes correlações empíricas. Nota-se que a maioria das equações os valores de K_{IC} para basaltos com resistência à tração inferior a 7,34 MPa são inferiores. Por esse motivo, optou-se pela análise com dois valores de σ_t distintos: 7,34 MPa e 9,6 MPa, abrangendo a faixa representativa para o basalto da UHE Itá.

Com base nessas correlações, os valores de K_{IC} obtidos variam aproximadamente entre 1,03 $\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$ e 2,40 $\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$, intervalo compatível com os valores relatados pelas correlações. A expressiva variação entre os valores de K_{IC} obtidos por diferentes correlações evidencia a necessidade de seleção criteriosa da equação utilizada. Pequenas variações em σ_t resultam em diferenças substanciais na estimativa da tenacidade à fratura, o que pode comprometer a confiabilidade de modelos preditivos quando não se considera a incerteza associada.

Tabela 5.3 – Estimativas de K_{IC} ($\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$) para o basalto da UHE de Itá, obtidas a partir de diferentes correlações empíricas e valores de σ_t .

Referência	Correlação	$\sigma_t = 7.34 \text{ MPa}$ $\sigma_t = 9.6 \text{ MPa}$	
		K_{IC} ($\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$)	
Whittaker et al. (1992)	$K_{IC} = 0,107\sigma_t + 0,27$	1,05	1,29
Zhang (2002) (forma alternativa)	$\sigma_t = 6,88 K_{IC}$	1,06	1,39
Backers (2004)	$K_{IC} = 0,25 \sigma_t$	1,83	2,4
Guha Roy et al.(2017)	$K_{IC} = 0,11 \sigma_t + 0,23$	1,03	1,29
Sun et al. (2024)	$K_{IC} = 0,141 \sigma_t$	1,03	1,34
Sun et al. (2024)	$K_{IC} = 0,147 \sigma_t$	1,08	1,41

A Tabela 5.4 apresenta os valores de K_{IC} utilizados nas diferentes malhas numéricas propostas, considerando os dois valores de resistência à tração previamente mencionados.

Tabela 5.4 – Valores de K_{IC} ($\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$) adotados na modelagem numérica em função da malha e da resistência à tração para o basalto da UHE de Itá.

Tamanho da Malha	$\sigma_t = 7,34 \text{ MPa}$	$\sigma_t = 9,6 \text{ MPa}$
	$K_{IC} (\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2})$	
0,04	1,48	1,93
0,06	1,81	2,37

Nesse sentido, foi realizada uma análise de sensibilidade paramétrica, com o objetivo de avaliar como variações em σ_t afetam a evolução da zona danificada e a estabilidade do maciço. Essa abordagem permitiu quantificar a robustez do modelo frente às limitações experimentais e às incertezas nos parâmetros de entrada.

Cabe destacar que, embora valores de tenacidade à fratura da ordem de $1 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$ sejam coerentes com a literatura para determinadas litologias, sua aplicação direta em modelos com malhas refinadas, como as de 0,02 m, demanda tempos computacionais significativamente elevados. Assim, optou-se por malhas com tamanhos de 0,04 m e 0,06 m, que permitem um compromisso adequado entre fidelidade na representação do processo de fratura e eficiência computacional. Além disso, considera-se que a simulação com malha de 0,04 m para $\sigma_t = 9,60 \text{ MPa}$ e a malha de 0,06 m para $\sigma_t = 7,34 \text{ MPa}$ são comparáveis, uma vez que resultam em valores semelhantes de tenacidade à fratura.

Por fim, ressalta-se que a adoção de correlações empíricas, embora prática, deve sempre ser acompanhada de critérios técnicos e respaldo experimental. A extrapolação indiscriminada de equações generalizadas pode conduzir a interpretações equivocadas dos mecanismos de falha, principalmente em litologias com alto grau de heterogeneidade e anisotropia.

Tabela 5.5 –Propriedades físicas e mecânicas de rochas ígneas, metamórficas e sedimentares selecionadas segundo a literatura.

Classificação	Nome da Rocha	Densidade (kg/m³)	Módulo de Young (GPa)	Resistência à Compressão (MPa)	Coeficiente de Poisson		
					Gercek (2007)	Lambe & Whitman (1979)	Gercek (2007)
Ígnea	Andesito	2420–2900	6–44	-	0,20–0,35	-	0,17
	Anortosito	2750	82	-	-	-	-
	Basalto	2880–3210	35–109	196–490	0,10–0,35	-	0,17
	Diabásio	2800–3100	68–105	177–265	0,10–0,28	0,27–0,30	0,21
	Gabro	2800–3100	57–94	45–461	-	0,27–0,31	0,16
	Granito	2640–2760	40–68	36–372	0,10–0,33	0,23–0,27	0,15
	Obsidiana	2300–2850	64–71	-	-	0,12–0,18	-
	Peridotito	3100–3450	87–159	-	-	-	-
	Riolito	2100–2690	19–25	39–247	-	-	-
Metamórfica	Ardósia	2700–2950	10–110	59–304	-	-	-
	Gnaiss	2500–2900	13–35	79–323	0,10–0,30	-	0,16
	Mármore	2680–2850	23–74	30–255	0,15–0,30	0,27–0,30	0,25
	Micaxisto	2400–3200	51–53	-	-	-	-
	Quartzito	2640–2730	56–79	25–315	0,10–0,33	0,12–0,15	0,18
Sedimentar	Arenito (macio)	1600–2000	0,98	7,8–16	0,05–0,40	-	0,2
	Arenito (médio)	2000–2140	13–16	16–34	0,05–0,40	-	0,2
	Arenito (duro)	2140–2650	39	39–247	0,05–0,40	-	0,2
	Calcário (duro)	2100–2760	18–78	39–137	0,10–0,33	0,27–0,30	0,26
	Calcário (macio)	1200–2200	8	2–52	-	0,27–0,30	0,26
	Dolomito	2760–2840	70–91	49–171	0,10–0,35	0,3	0,25
	Folhelho	2600–2900	10–110	59–304	0,05–0,32	-	0,27
	Sílex	2500–2800	73	216	-	-	-

Nota: Os valores de densidade, módulo de Young e resistência à compressão foram extraídos de Cardarelli (2018)

5.2.3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 5.6 resume as análises realizadas com diferentes malhas ($D_{\min}$), propriedades mecânicas e estados de tensões. São apresentadas as configurações de módulo de elasticidade, resistência à tração, tipo de refinamento adotado e os valores estimados de tenacidade à fratura modo I (K_{IC}). Esses dados servem de base para avaliar a influência dos parâmetros na resposta do modelo numérico.

Tabela 5.6 - Configurações das análises numéricas.

$D_{\min}$ [m]	Análise	E_{mod} [GPa]	σ_t [MPa]	Confinamento [MPa]	Tenacidade de fratura [MPa·m ^{1/2}]
0,06	1	7,0	7,34	-41 / -2	1,81
	2	7,0	9,60	-41 / -2	2,37
	3	4,7	7,34	-41 / -2	1,81
	4	4,7	9,60	-41 / -2	2,37
	5	7,0	7,34	-41 / -2	1,81
	6	7,0	7,34	-20 / -2	1,81
0,04	7	7,0	7,34	-41 / -2	1,48

5.2.3.1. TÚNEL 14m x 14m

Antes de apresentar os resultados numéricos obtidos, é necessário esclarecer o critério adotado para interrupção das simulações. Considerando as limitações computacionais e a complexidade envolvida na modelagem do processo de fraturamento, optou-se por encerrar as simulações quando a taxa de crescimento de trincas se tornava desprezível, caracterizando um estado de estabilização. Além disso, definiu-se como parâmetro de referência a zona onde a resistência à tração estivesse mobilizada, ou seja, onde a abertura das trincas indicava efetiva atuação do esforço à tração no processo de ruptura.

Esse critério possibilitou a delimitação de duas regiões distintas: a zona predominantemente tracionada e a zona de dano coalescido, quando o processo de fraturamento fica estável. É importante destacar que, de modo geral, a extensão da zona de dano tende a ser maior que a da zona tracionada, especialmente na região do teto da escavação, onde frequentemente se observam fissuras associadas ao cisalhamento que, embora não caracterizem falhas por tração, contribuem significativamente para o alargamento do domínio fraturado antes de se estabilizarem.

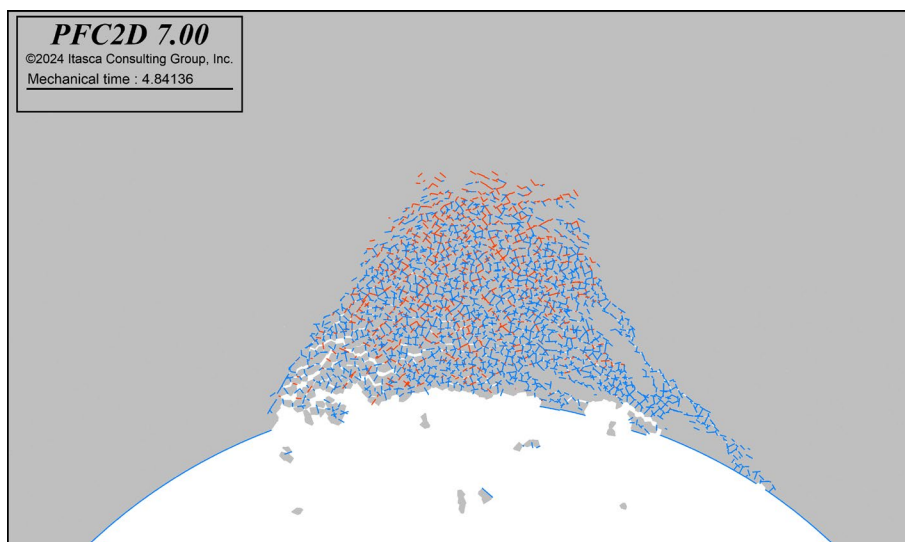
Dessa forma, mesmo sem alcançar o colapso estrutural completo ou a ruptura total das células de Voronoi, os modelos numéricos apresentaram comportamento representativo, permitindo a extração de informações confiáveis sobre o processo de ruptura.

Com base nas sete análises realizadas, utilizando diferentes parâmetros mecânicos e condições de contorno, foi possível extrair importantes conclusões sobre o comportamento da fratura em maciços rochosos submetidos à escavação. A Tabela 4.6 apresenta os principais resultados obtidos, incluindo tenacidade estimada, profundidades de ruptura e número de trincas identificadas.

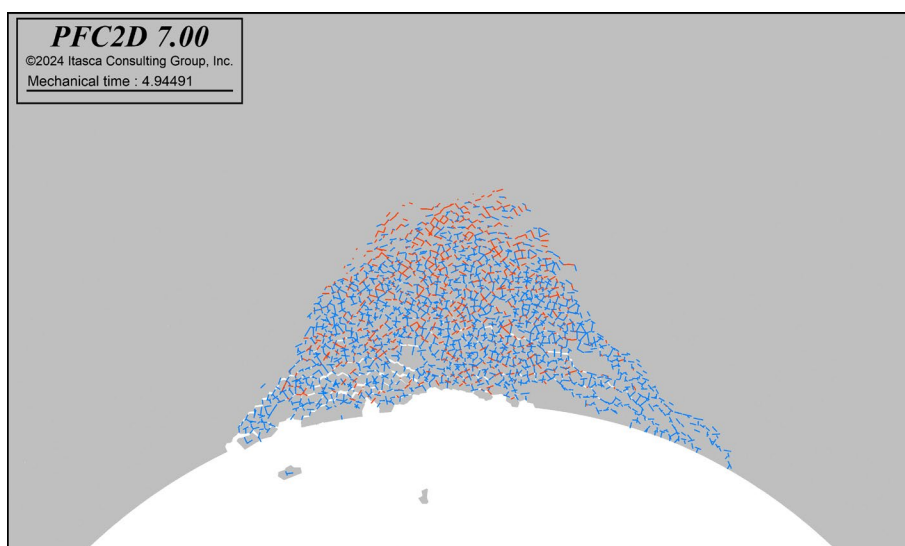
Tabela 5.7 – Resumo comparativo dos resultados das análises numéricas (1 a 7).

Análise	Tenacidade de fratura [MPa·m ^{1/2}]	Profundidade de ruptura – dano (m)	Profundidade de ruptura – Tração (m)	Nº de trincas de Modo I	Nº de trincas de Modo II
1	1,81	2,64	2,23	2044	849
2	2,37	2,28	2,00	1817	779
3	1,81	2,66	2,08	1531	695
4	2,37	2,24	1,83	1425	644
5	1,81	2,73	2,33	2125	856
6	1,81	0	0	0	0
7	1,48	2,82	2,24	958	501

A resistência à tração demonstrou ser um dos parâmetros mais influentes no controle da propagação de fraturas e na delimitação da zona de ruptura ao redor da escavação. A comparação entre as análises 1 e 2 ilustra claramente essa influência, conforme apresentado na Figura 5.22. Ambas as simulações adotaram o mesmo módulo de elasticidade (7,0 GPa) e as mesmas condições de contorno, diferenciando-se apenas pela resistência à tração (7,34 MPa na análise 1 e 9,60 MPa na análise 2). Como resultado, observou-se que a tenacidade à fratura associada ao modelo aumentou de 1,81 para 2,37 MPa·m^{1/2}, o que resultou em uma redução da profundidade da zona de dano de 2,64 m (Figura 5.22(a)) para 2,28 m (Figura 5.22(b)). Além disso, houve uma redução no número de trincas de Modo I, de 2044 para 1817 trincas.



(a)

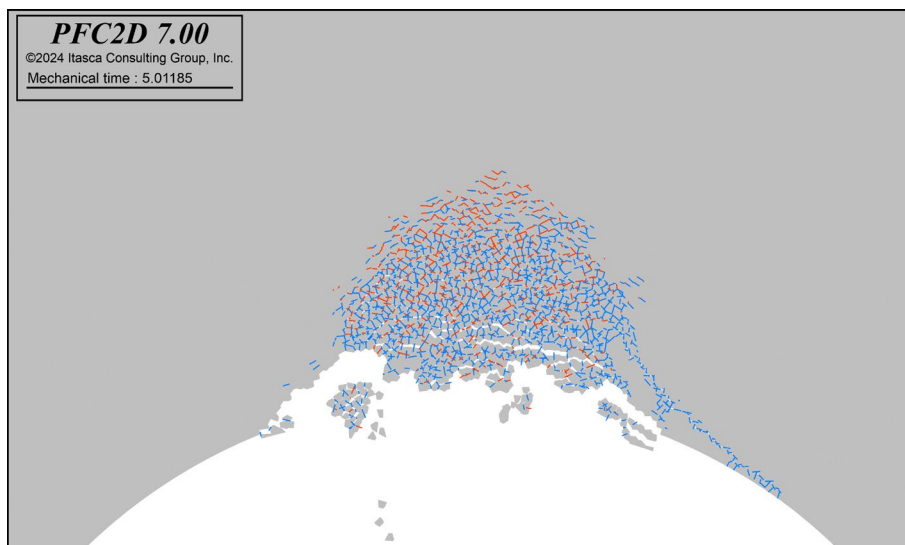


(b)

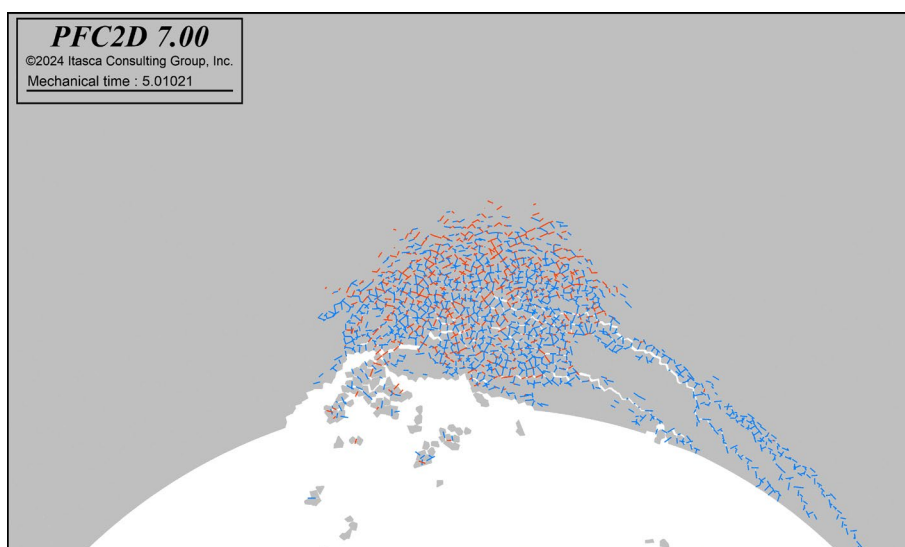
Figura 5.22 – Influência da resistência à tração (Análises 1 vs 2).

Esse comportamento reforça a interpretação de que valores mais elevados de resistência à tração promovem uma maior resistência ao início do processo de fratura e dificultam sua propagação, resultando em rupturas menos extensas e mais contidas. Além disso, observa-se que o aumento da resistência à tração tende a reduzir a extensão da zona predominantemente tracionada, indicando que o material exige maiores níveis de tensão para mobilizar mecanismos de abertura, restringindo a propagação de falhas por tração. A mesma tendência foi observada na comparação entre as análises 3 e 4 (conforme apresentado Figura 5.23), com módulo de elasticidade fixado em 4,7 GPa. Nesse caso, a elevação da resistência à tração levou a um aumento da tenacidade (de 1,81 para 2,37 $\text{MPa} \cdot \text{m}^{1/2}$), à redução da profundidade de ruptura por

tração (de 2,08 m para 1,83 m) e à diminuição do número de trincas de Modo I (de 1531 para 1425).



(a)



(b)

Figura 5.23 – Influência da resistência à tração (Análises 3 vs 4).

Quanto ao módulo de elasticidade, os resultados indicam que materiais menos rígidos tendem a se deformar mais rapidamente, o que influencia diretamente o comportamento das zonas de dano. Como evidenciado na Figura 5.24, apresenta-se o fraturamento observado nas análises 2 e 4. No caso da análise 4, em particular, observou-se um menor grau de desenvolvimento de fraturas coalescentes, o que pode estar relacionado ao módulo de elasticidade reduzido (4,7 GPa), o que pode ter dificultado a coalescência das trincas, ao aumentar a deformabilidade do meio e reduzir a concentração de tensões necessária para a nucleação e propagação de falhas

conectadas. Dessa forma, mesmo diante de um fraturamento mais distribuído, os resultados dessas análises contribuíram para a compreensão dos efeitos da rigidez no comportamento pós-fraturamento. É esperado que os valores de fraturamento sejam próximos, porém dificultados pela maior deformabilidade resultante da redução do módulo de elasticidade, como apresentado na Figura 5.24 (b).

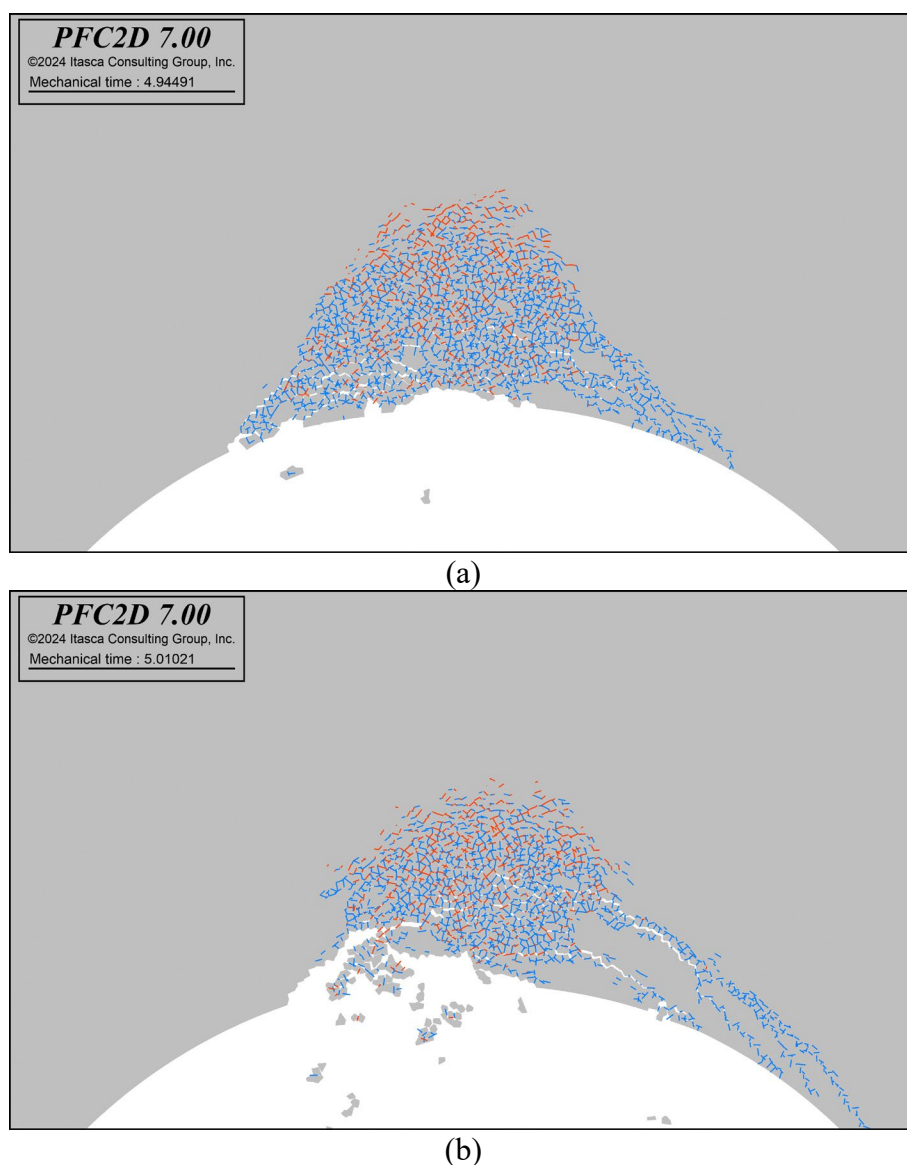


Figura 5.24 – Influência do módulo de elasticidade (Análises 2 vs 4).

A comparação entre as análises 1 e 3 também evidenciou uma diferença no comportamento da instabilidade pós-fraturamento, conforme apresentado na Figura 5.25. Embora as profundidades das zonas de dano tenham sido relativamente próximas (2,64 m e 2,66 m, respectivamente), observou-se que o modelo com menor rigidez ($E = 4,7$ GPa) apresentou um desprendimento precoce da zona rompida. Esse comportamento pode ser atribuído à maior

deformabilidade do meio, que favorece a concentração localizada de tensões e acelera a falha estrutural na borda da escavação. Como consequência, o processo de fraturamento ocorre de forma mais instável e menos coordenada, prejudicando a coalescência das trincas. Já no modelo mais rígido ($E = 7,0$ GPa), a resistência à deformação permite um maior acúmulo de energia antes do colapso, favorecendo a formação de uma zona de dano mais bem conectada. Assim, mesmo com a mesma malha e parâmetros de resistência, a menor rigidez resulta em uma instabilidade mais prematura, afetando significativamente a morfologia da zona danificada.

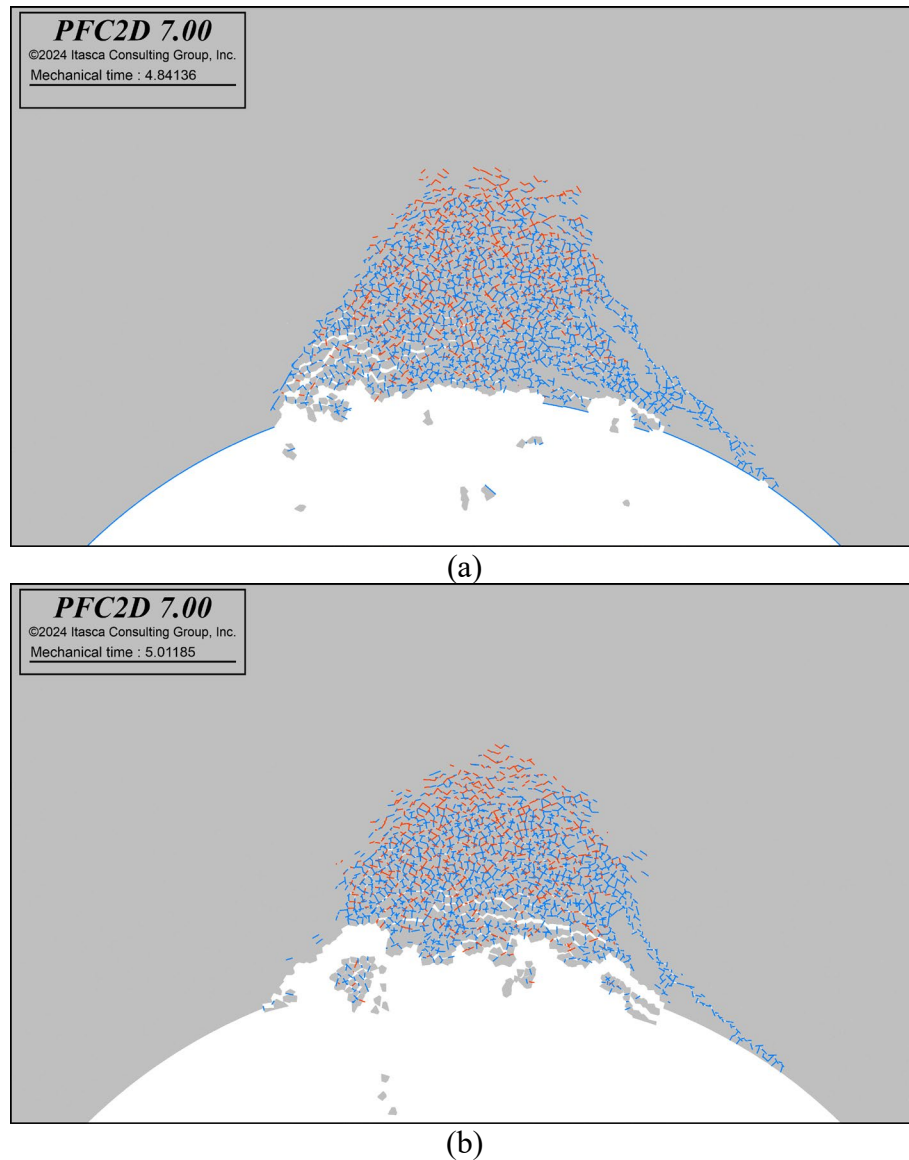


Figura 5.25 – Influência do módulo de elasticidade (Análises 1 vs 3).

É importante destacar que, ao manter a malha para diferentes configurações de rigidez, a subestimação do módulo de elasticidade pode comprometer a estabilidade do modelo. Nos casos em que E foi reduzido para 4,7 GPa, observou-se que o desprendimento da zona rompida

ocorreu de forma significativamente mais precoce. Esse comportamento indica que materiais menos rígidos, embora apresentem profundidades de dano semelhantes, tendem a se deformar mais rapidamente e a atingir a instabilidade estrutural antes que haja tempo para o desenvolvimento completo e coalescido das trincas. Assim, erros na calibração da rigidez podem gerar modelos excessivamente deformáveis, que rompem de forma abrupta e não realista, especialmente quando a discretização da malha permanece constante.

A influência do estado de tensões *in situ* foi destacada pela comparação entre as análises 1 e 6 (conforme a Figura 5.26). Ao reduzir o confinamento vertical de -41 para -20 MPa, mantendo todos os demais parâmetros constantes, observou-se a completa supressão da fratura, com profundidade de ruptura igual a zero e nenhum registro de trincas. Este resultado demonstra que a intensidade do campo de tensões é crucial para a ativação do mecanismo de *spalling*, sendo o confinamento elevado um pré-requisito para a concentração de tensões tangenciais suficientes à nucleação de trincas.

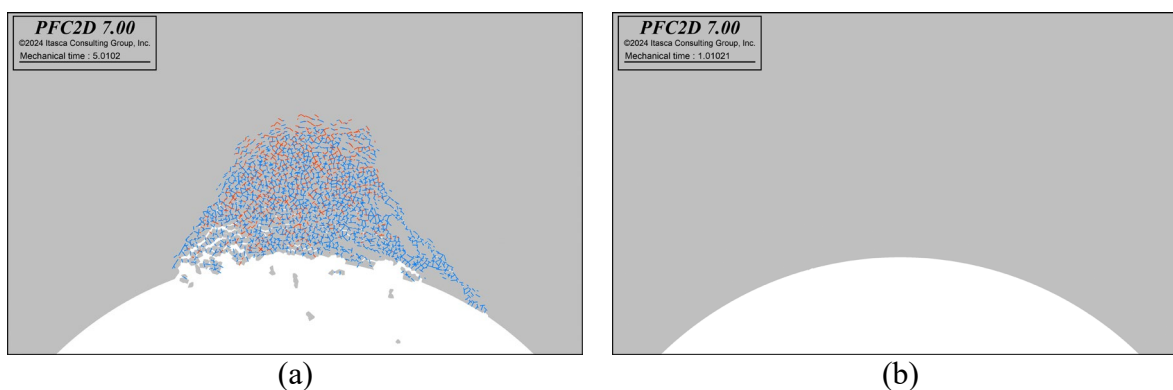


Figura 5.26 – Influência do estado de tensões (Análises 1 e 6).

Por fim, a comparação entre as análises 1 e 7, conforme Figura 5.27, evidenciou o impacto do tamanho da malha ($D_{\min}$). A redução de $D_{\min}$, de 0,06 para 0,04 m, resultou em uma tenacidade à fratura menor ($1,48 \text{ MPa} \cdot \text{m}^{1/2}$), conforme esperado, devido à maior densidade de elementos e interfaces. Ainda assim, a profundidade da zona de dano permaneceu elevada (2,80 m), com formação menos expressiva de fissuras (958 de Modo I). A menor tenacidade está associada ao maior desprendimento, observado pela maior facilidade de propagação das fraturas e seu desprendimento mais acelerado. Esses resultados sugerem que, embora a malha mais fina reduza a tenacidade implícita do modelo, ela permite uma descrição mais detalhada do processo de fraturamento e maior continuidade na evolução do dano. Ressalta-se que modelos com mais elementos podem propagar fraturas por mais tempo, dessa forma, o modelo de 0,04m apresentou tempos computacionais elevados, o que pode inviabilizar sua comparação direta.

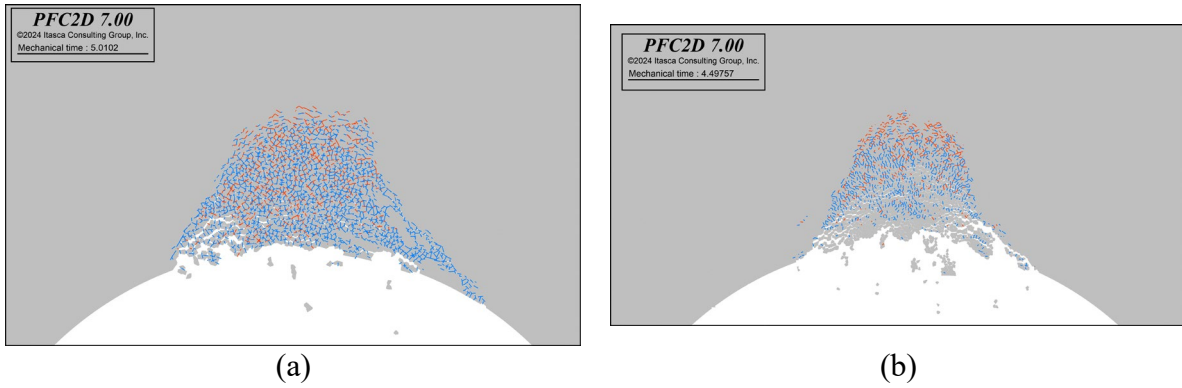


Figura 5.27 – Influência da tenacidade de fratura (Análises 1 a 7).

5.2.3.2. ANÁLISE PARAMÉTRICA DOS RESULTADOS

Nesta etapa do estudo, buscou-se verificar se os resultados obtidos por meio das análises paramétricas numéricas apresentam compatibilidade com as formulações empíricas clássicas para estimativa da profundidade de ruptura por *spalling*. Em particular, utilizou-se o gráfico proposto por Martin et al. (1999), que relaciona a razão entre a profundidade de ruptura (R_f) e o raio do túnel (a) com a razão entre a tensão de compressão máxima na parede da escavação e a resistência à compressão uniaxial da rocha (σ_1/σ_c).

Para seções não circulares, como as adotadas no presente caso Martin et al. (1999) recomendam a consideração de uma escavação circular equivalente, de raio a , que circunscreva o túnel real. No entanto, a profundidade estimada de ruptura a partir do gráfico deve ser corrigida, subtraindo-se a distância Δ entre o contorno real do túnel e a borda da circunferência equivalente. Essa abordagem é ilustrada na Figura 5.28.

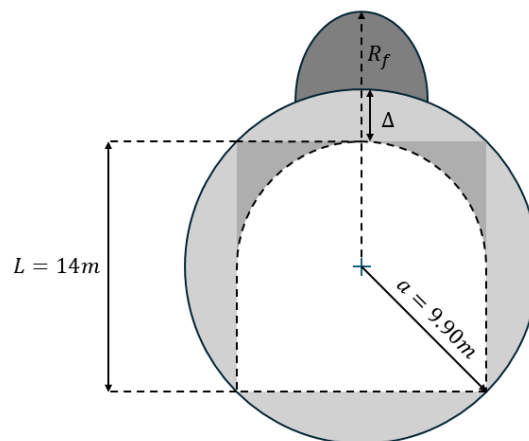


Figura 5.28 – Representação esquemática de túnel não circular com circunferência equivalente para estimativa de ruptura por *spalling*.

No caso em análise, o túnel apresenta seção retangular arqueada de 14×14 m, circunscrita por um círculo de raio (a) é igual a 9,90 m. A aplicação direta do gráfico de Martin fornece uma profundidade teórica de ruptura R_f .

Essa correção permite comparar diretamente os resultados obtidos nas simulações numéricas com as estimativas empíricas, avaliando a aderência do modelo ao comportamento observado em campo. Assim, a análise paramétrica proposta não se limita à identificação de tendências internas do modelo, mas também busca validar se os mecanismos de ruptura simulados, como a profundidade das fraturas, seguem padrões compatíveis com os critérios empíricos consagrados na literatura geotécnica, aplicáveis a rochas duras submetidas a elevadas tensões. Além disso, busca-se verificar a compatibilidade entre as profundidades de ruptura simuladas e aquelas descritas por Barton (2010), contribuindo para a avaliação da robustez do modelo adotado.

Tabela 5.8 apresenta um compilado dos resultados. Os valores de R_f/a , referentes ao dano (Figura 5.29), variam entre 1,23 e 1,28, sendo que os maiores valores ocorrem nas Análises 1, 3 e 5 (1,27–1,28), as quais apresentam menores valores de tenacidade à fratura. Nota-se que os valores referentes à tração são mais baixos (Figura 5.30) e se aproximam de valores abaixo da linha de referência, situando-se no limite inferior, enquanto os resultados associados ao dano estão no limite superior. A Análise 5 apresentou resultados mais próximos da solução empírica, especialmente em relação aos parâmetros estabelecidos por Barton (2010), o qual propõe uma espessura típica de zona rompida entre 2 e 3 metros ao redor de escavações subterrâneas, com base em observações de campo e retroanálises de estabilidade. Esse intervalo foi adotado como referência para a retroanálise do estado de tensões estimado. Há pouca informação sobre a profundidade das rupturas, sendo essas análises uma oportunidade para testar a sensibilidade do modelo na reprodução de zonas de dano mais extensas do que aquelas observadas na modelagem de *Mine-by*.

Todos os resultados analisados encontram-se dentro de uma faixa aceitável de parâmetros mecânicos, tenacidade à fratura e dimensionamento adequado da malha, o que conduz a respostas compatíveis com aquelas propostas por Martin et al. (1999). Como vantagem adicional, o modelo baseado no Método dos Elementos Discretos (MED) é capaz de indicar tendências quanto à localização e à extensão da zona de ruptura. Observa-se ainda que maiores valores de tração conduzem a zonas de ruptura menos extensas. Os resultados estão dentro de uma faixa aceitável, mesmo com diferentes simulações, o que reforça a robustez do modelo

numérico adotado. Isso valida tanto os parâmetros de entrada quanto a configuração da malha, dentro do escopo analisado. O modelo baseado em MED demonstrou capacidade de representar tanto zonas de ruptura amplas quanto ausentes, como no caso da Análise 6, onde não houve fraturamento significativo. Isso mostra a flexibilidade do método em simular diferentes regimes mecânicos, incluindo situações limite.

Tabela 5.8 - Comparação entre os resultados das simulações numéricas e os valores de referência empírica para profundidade de ruptura e razão R_f/a .

Análise	Profundidade de ruptura – dano (m)	Profundidade de ruptura – Tração (m)	$\sigma_{\max}/\sigma_c$	R_f/a (Dano)	R_f/a (Tração)
Solução Empírica	-	-	0,6	1,24	1,24
Análise 1	2,64	2,23	0,6	1,27	1,23
Análise 2	2,28	2,00	0,6	1,23	1,20
Análise 3	2,66	2,08	0,6	1,27	1,21
Análise 4	2,24	1,83	0,6	1,23	1,18
Análise 5	2,73	2,33	0,6	1,28	1,24
Análise 6	0	0	0,6	1,00	1,00
Análise 7	2,83	2,10	0,6	1,28	1,23

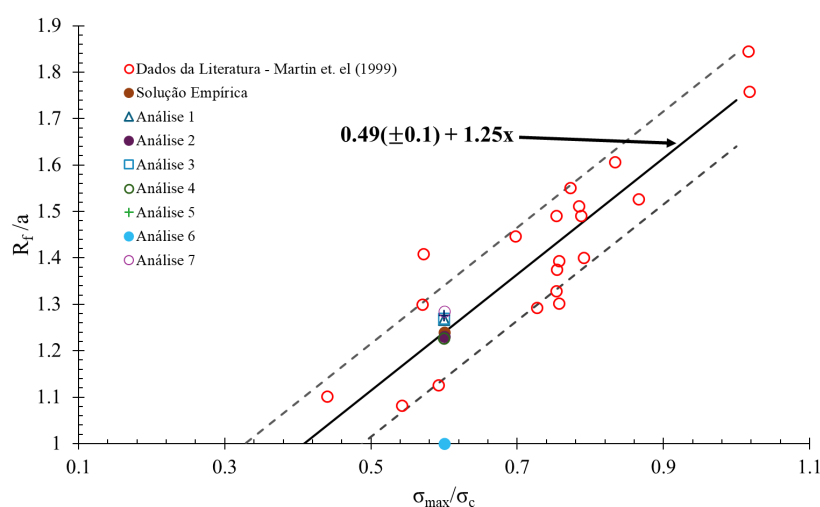


Figura 5.29 – Resultados para a profundidade de ruptura – dano (m).

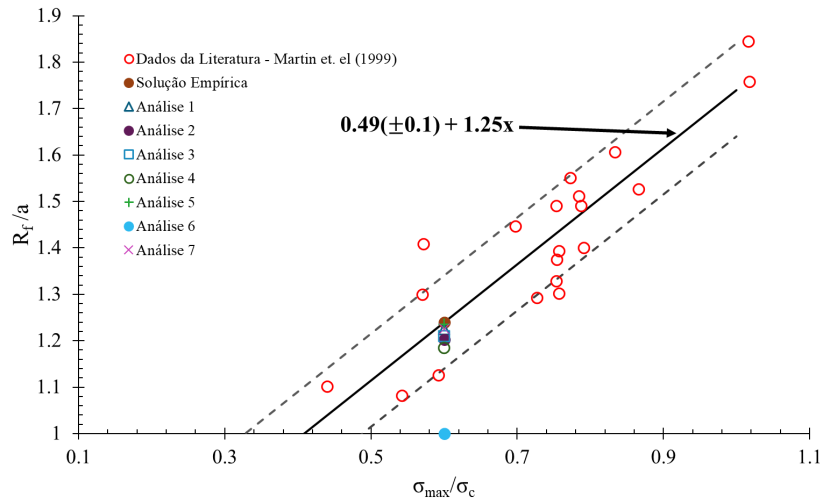


Figura 5.30 – Resultados para a profundidade de ruptura – Tração (m).

5.3. DISCUSSÕES PRELIMINARES

Com base na análise dos resultados obtidos por meio das simulações numéricas realizadas com o modelo híbrido DISL-LDEM, aliado aos dados experimentais do experimento *Mine-by* e às evidências empíricas do caso da UHE Itá, é possível delinear um conjunto de conclusões preliminares. Essas conclusões visam sintetizar os principais achados da pesquisa quanto ao comportamento de maciços rochosos sob elevadas tensões *in situ*, com ênfase nos mecanismos de ruptura frágil e nas correlações observadas entre os parâmetros constitutivos adotados e os padrões de instabilidade simulados.

A seguir, são apresentados os principais resultados organizados em tópicos, os quais englobam tanto os aspectos qualitativos quanto quantitativos da resposta do modelo, permitindo identificar tendências, limitações e potenciais aplicabilidades da metodologia proposta em projetos de engenharia geotécnica:

- O modelo DISL-LDEM demonstrou elevada capacidade de representar mecanismos de ruptura frágil (*spalling*), capturando a transição entre comportamento contínuo e descontínuo com realismo, mesmo em geometrias complexas e sob altos estados de tensão.
- A resistência à tração da rocha revelou-se o parâmetro mais influente no controle da profundidade da zona de ruptura e no número de trincas de Modo I. Aumentos em σ_t reduziram significativamente a propagação de trincas e a extensão da ruptura.

- A tenacidade à fratura (KIC), controlada pelo espaçamento da malha de Voronoi, demonstrou efeito direto na fragmentação do maciço: malhas mais refinadas (menor d_{min}) resultaram em zonas de fratura mais densas e complexas, enquanto malhas mais grosseiras reduziram a coalescência de fissuras.
- Variações no ângulo de atrito residual influenciaram a fragilidade do modelo. Reduções sutis de 22° para 20° causaram transição de um comportamento estável para um regime instável, com ruptura abrupta e falha prematura.
- O módulo de elasticidade (E) afetou a estabilidade pós-fraturamento. Modelos com menor E apresentaram deformações mais acentuadas e falhas mais precoces, mesmo mantendo os demais parâmetros constantes. A menor rigidez dificultou a coalescência de trincas e favoreceu instabilidades localizadas.
- A rotação do campo de tensões (14°) alterou a forma, localização e extensão da zona de ruptura. Ainda que as variações na profundidade tenham sido pequenas (1,28R a 1,34R), a rotação gerou assimetrias compatíveis com padrões observados em campo, reforçando sua importância como variável de projeto.
- A maior parte das fissuras observadas nos modelos ocorreu segundo o Modo I (abertura), sendo consistentes com os mecanismos de *spalling* relatados na literatura.
- A metodologia demonstrou robustez para simular rupturas em maciços rochosos pouco fraturados, condição em que métodos contínuos falham em prever a instabilidade progressiva.
- Os resultados obtidos no experimento *Mine-by* foram coerentes com os padrões de ruptura observados no caso da UHE Itá, sugerindo que a metodologia é aplicável a diferentes contextos geológicos e escalas de escavação.
- Observou-se que a razão entre tensões horizontais e verticais (k_0) é crítica para desencadear fraturas do tipo *spalling*, como observado na UHE Itá.
- A parametrização empírica, combinada com a modelagem numérica, permitiu estimar profundidades de ruptura com boa aproximação em relação aos dados de campo, validando o uso de correlações como Martin et al. (1999) e Barton (2010) para retroanálises.

- A utilização de malhas densas com valores menores de K_{IC} tornou-se numericamente inviável, reforçando a necessidade de equilíbrio entre fidelidade física e viabilidade computacional na definição da malha.

6. ESTUDO DE CASO: RESISTÊNCIA REAL

Conforme apresentado nesta dissertação, as hipóteses de modelagem numérica, em sua maioria, mostram que a resistência *in situ* de rochas é, de fato, menor do que a resistência medida em laboratório, ou seja, a resistência da parede do túnel é inferior à resistência à compressão uniaxial (UCS) obtida em laboratório. O trabalho de Cai & Kaiser (2014) apresenta uma resposta para uma pergunta significativamente importante: por que a resistência *in situ* de uma rocha maciça é significativamente menor do que sua resistência em laboratório?

A teoria proposta por Cai & Kaiser (2014) estabelece que a resistência *in situ* de rochas maciças, frequentemente interpretada em projetos geotécnicos, não representa a resistência real do maciço rochoso, mas sim uma resistência aparente, influenciada diretamente pela geometria assumida nos modelos numéricos utilizados para simular o comportamento da escavação. Tradicionalmente, simulações de escavações subterrâneas (como túneis) são realizadas com geometrias simplificadas, assumindo perfis idealizados, lisos e circulares (Martin, 1994; Hajiabdolmajid et al., 2002; Diederichs, 2007). No entanto, essas simplificações reduzem artificialmente as concentrações de tensões previstas nas bordas da escavação, exigindo a adoção de valores de resistência mais baixos para reproduzir os padrões de ruptura observados em campo.

Quando se representa, de forma mais realista, a geometria da escavação, utilizando modelos *as-built*, que incorporam irregularidades típicas do processo de construção, observa-se um aumento significativo nas tensões localizadas. Esses modelos revelam que a rocha pode suportar tensões máximas próximas ou até superiores à UCS obtida em laboratório. Assim, torna-se possível reproduzir o mesmo padrão de ruptura observado em campo, sem a necessidade de reduzir artificialmente a resistência da rocha, como ocorre nos modelos simplificados.

Dessa forma, os autores argumentam que a resistência interpretada a partir de modelos com geometria simplificada não corresponde à resistência verdadeira da rocha *in situ*, mas sim a uma resistência aparente, condicionada à modelagem adotada. Embora tal abordagem seja válida para fins de projeto, desde que haja consistência entre a geometria modelada e os parâmetros de resistência utilizados, ela pode levar à subestimação da resistência real do maciço rochoso, especialmente em contextos nos quais a ruptura por *spalling* é predominante.

A teoria, portanto, propõe que a resistência real *in situ* de rochas maciças, quando corretamente avaliada com base em modelos que respeitam a geometria real da escavação, pode atingir valores próximos de 0,8 vezes a UCS. Em contraste, os valores tradicionalmente adotados com base em interpretações simplificadas variam entre 0,3 e 0,6 vezes a UCS, refletindo não uma limitação da rocha, mas sim uma simplificação metodológica. A adoção indiscriminada da resistência aparente como parâmetro de projeto pode comprometer a precisão das análises de estabilidade e, por consequência, resultar em decisões conservadoras que não refletem o verdadeiro comportamento do maciço.

A hipótese desta dissertação é que, quando o túnel apresenta paredes lisas, não ocorre ruptura significativa, uma vez que o modelo considerado é homogêneo e contínuo. Nesse contexto, a ruptura dependeria do início de processos de cisalhamento, os quais são dificultados pela ausência de irregularidades na superfície do túnel, não havendo, portanto, concentração significativa de tensões de tração.

6.1. CONFIGURAÇÕES DA MODELAGEM

A presente etapa do trabalho tem como objetivo a definição e implementação de uma metodologia de modelagem numérica voltada à simulação do comportamento de maciços rochosos ao redor de escavações subterrâneas, com ênfase nos mecanismos de concentração de tensões e ruptura induzida. Para isso, foram desenvolvidas diferentes simulações, considerando variações nas condições de contorno, geometrias de parede e estratégias de escavação, com o intuito de avaliar a influência desses fatores na resposta mecânica do sistema. A seguir, são descritas as configurações adotadas para a geometria da escavação, as estratégias de simulação da sequência de desconfinamento e os parâmetros utilizados nos modelos numéricos.

6.1.1. CONDIÇÕES DE CONTORNO E GEOMETRIA DA PAREDE DA ESCAVAÇÃO

A geometria da parede da escavação desempenha papel fundamental na distribuição de tensões e nos mecanismos de ruptura que ocorrem ao redor de estruturas subterrâneas. Foram testadas diferentes configurações, incluindo a parede lisa, associada à resistência real da rocha, com o objetivo de verificar sua capacidade de concentrar tensões. Também foram realizados estudos utilizando a rugosidade natural resultante da tesselação de Voronoi, com o intuito de entender se o processo de fraturamento e a concentração de tensões dependem da existência de um tamanho mínimo de fissuramento por Modo II.

Por fim, foram realizadas simulações baseadas na geometria de contorno proposta por Cai & Kaiser (2014), composta por aproximadamente 54 semicircunferências dispostas ao redor da escavação, com o objetivo de representar com maior realismo as irregularidades observadas em escavações reais.

A Tabela 6.1 apresenta os diferentes métodos para simulação do processo desconfinamento com a sua atribuição a depender do tipo de geometria associada.

Tabela 6.1 – Métodos de escavação e simulação associados às condições de geometria da parede

Geometria da parede	Escavação incremental com remoção sequencial	Convergência-confinamento	Desconfinamento progressivo por degradação de rigidez de contato
Parede Lisa	-	X	-
Rugosidade natural (Voronoi)		X	-
Rugosidade com semicircunferências	X	X	X

6.1.2. PARÂMETROS

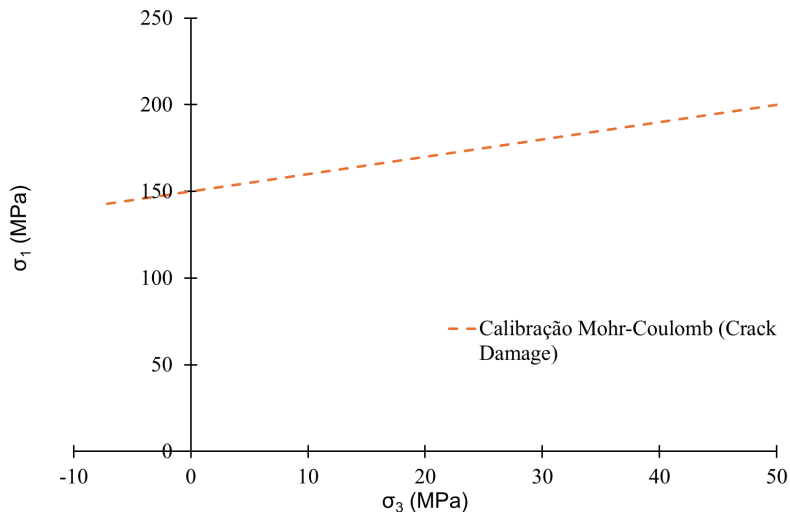
Abaixo é apresentada a curva de Mohr-Coulomb considerando apenas o efeito coesivo, calibrada com base nos valores de *crack damage* (envoltória representativa da resistência *in situ* real), que correspondem a aproximadamente 0,8 da resistência de pico. Os valores adotados foram obtidos a partir de dados apresentados por Cai & Kaiser (1998), com σ_{cd} igual 157,3 MPa ($\pm 9,9$ MPa).

A resistência residual foi definida na escala das células de Voronoi, com parâmetros estabelecidos segundo os valores propostos por Farahmand & Diederichs (2023), os quais equivalem aos coeficientes de atrito de contato pós-ruptura. No entanto, é complexo definir uma envoltória contínua para esse comportamento, devido às limitações geométricas e ao imbricamento entre as células, que dificultam a representação precisa das superfícies de ruptura. Assim, optou-se por atribuir os valores residuais diretamente na escala dos grãos, de modo a refletir com maior precisão o comportamento pós-pico.

Os demais parâmetros utilizados foram definidos de forma semelhante aos estudos apresentados no Capítulo 4 e apresentados conforme Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Parâmetros do Modelo.

Parâmetro	Granito <i>Lac du Bonnet</i>
Densidade do material, ρ (kg/m ³)	2620
Módulo de Young, E (GPa)	66,1
Coeficiente de Poisson, ν	0,24
Resistência à Tração dos contatos, σ_t (MPa)	78,5
Coesão das Ligações, c (MPa)	35
Ângulo de Atrito residual de Contato, ϕ_r (°)	22

Figura 6.1 - Calibração do critério Mohr-Coulomb para o estado de *Crack Damage*.

6.2. RESULTADOS E DISCUSSÕES

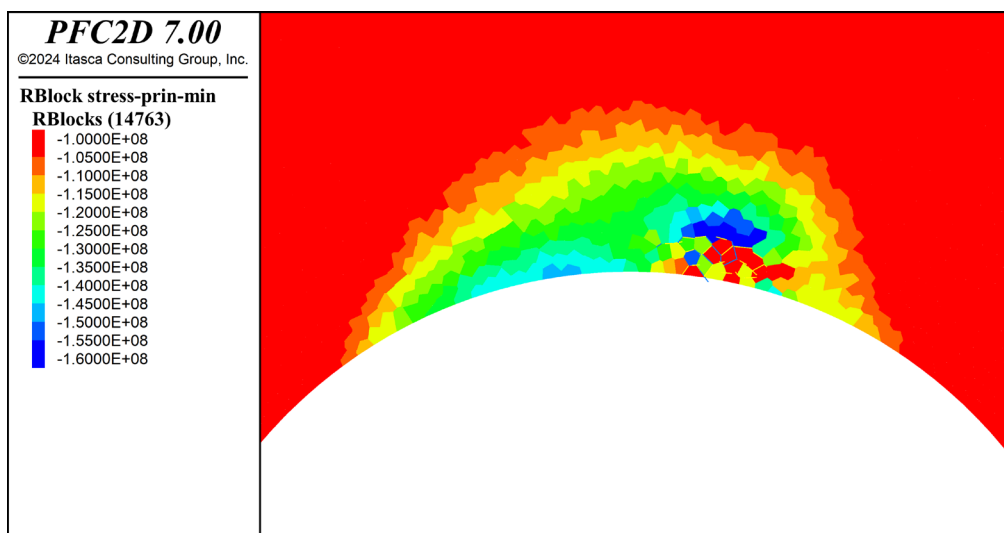
6.2.1. PAREDE LISA

A condição de parede lisa representa uma geometria idealizada, com superfícies perfeitamente contínuas e isentas de irregularidades. Essa configuração é frequentemente utilizada em modelos numéricos simplificados, devido à facilidade de implementação computacional e à menor complexidade geométrica envolvida. No entanto, tal idealização não representa fielmente as condições reais de campo, uma vez que o processo de escavação raramente resulta em superfícies lisas.

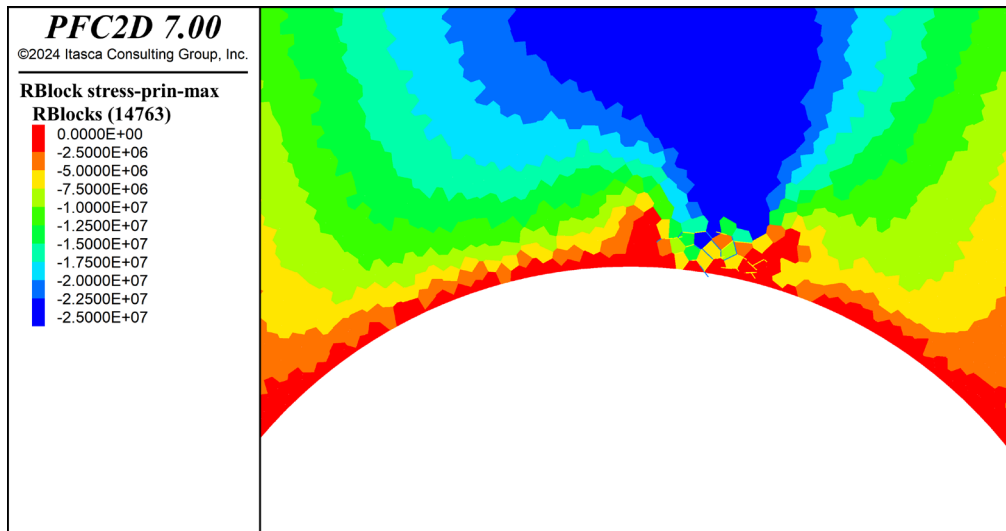
A ausência de fissuras pré-existentes ou rugosidades reduz significativamente a concentração de tensões localizadas nas bordas da escavação, o que, por sua vez, inibe a nucleação de fraturas e retarda o processo de ruptura. Nesses modelos, a falha geralmente ocorre apenas sob níveis elevados de tensão, ou mediante a adoção de parâmetros mecânicos artificialmente reduzidos, o que pode levar à subestimação da resistência efetiva do maciço rochoso.

Como o *spalling* ocorre em regiões próximas à parede da escavação, o confinamento local é geralmente baixo, da ordem de menos de UCS/10 (Kaiser, 2019). Os confinamentos observados situam-se, portanto, na ordem de 22 MPa. Com base na envoltória de resistência proposta, a ruptura é atingida para valores entre 160 MPa e 170 MPa.

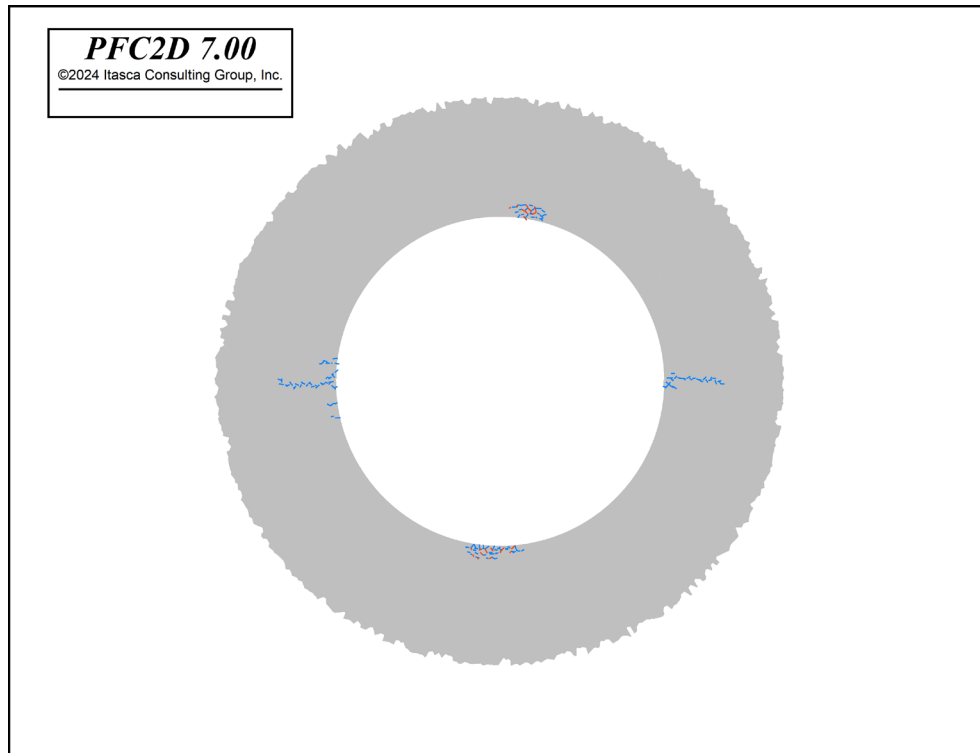
As fraturas resultantes apresentam propagação limitada, sobretudo quando comparadas ao processo de *spalling* observado em campo. Observa-se, pela Figura (b), que na região da parede do túnel o confinamento varia entre 0 e 20 MPa. Dessa forma, verifica-se, pela Figura (a), que os níveis de tensão principal maiores se mantêm abaixo daqueles típicos da superfície de ruptura, embora o processo de fraturamento possa reduzir a resistência e favorecer sua progressão. No entanto, tal progressão não foi observada, indicando uma estabilização do processo de fraturamento. Ainda assim, não se observa a formação de uma zona rompida contínua, como aquela caracteristicamente associada ao *spalling*.



(a)



(b)



(c)

Figura 6.2 – (a) Tensões principais maiores; (b) Tensões principais menores; (c) Fraturamento da parede lisa.

6.2.2. PAREDE COM RUGOSIDADE NATURAL

Modelos com paredes contendo a rugosidade natural das células de Voronoi buscam representar de forma mais realista, as irregularidades decorrentes diretamente do processo de escavação. Essas rugosidades podem introduzir zonas de concentração de tensões e atuar como pontos preferenciais para o início de falhas, promovendo a formação de fraturas nessas regiões, o que conduzir à formação de zonas de fraturamento.

No entanto, os resultados indicam que o estudo da rugosidade natural tem como finalidade compreender a existência de um tamanho mínimo de microfissura de modo II nas rugosidades, capaz de gerar ruptura, o que depende diretamente da dimensão da rugosidade. Dessa forma, verifica-se que ela não atua como concentradora de tensões de cisalhamento e não alcança a envoltória de ruptura, gerando microfissuras de modo II. Assim, considera-se que os resultados obtidos a partir da rugosidade das células de Voronoi não apresentam capacidade de gerar uma ruptura extensa, conforme observado na Figura 6.3.

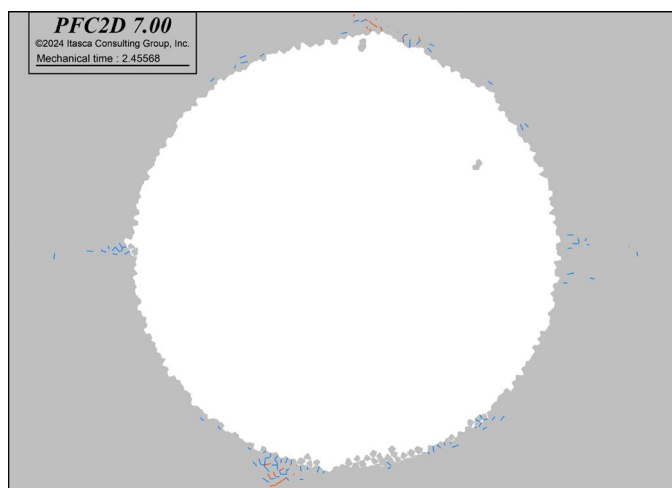


Figura 6.3 – Ruptura parede com rugosidade natural.

6.2.3. PAREDE COM RUGOSIDADE SEMICIRCULAR

A parede com rugosidade induzida refere-se a geometrias nas quais as irregularidades são propositalmente inseridas no modelo numérico, com o objetivo de simular condições específicas de escavação ou avaliar o impacto da morfologia da parede sobre o comportamento estrutural do maciço. Essa rugosidade pode ser criada com base em dados topográficos da escavação (*as-built*), imagens tridimensionais ou modelos estatísticos de irregularidade. Assim como a rugosidade natural, a rugosidade induzida contribui para a intensificação das tensões nas regiões de concentração, promovendo a nucleação de fraturas e permitindo a modelagem de rupturas mais representativas das condições reais. Sua principal vantagem reside no controle sobre os parâmetros geométricos da rugosidade, o que possibilita análises paramétricas mais precisas.

Os primeiros resultados referem-se à aplicação do método de escavação incremental com remoção sequencial. Foram realizados dois testes principais. No primeiro teste, Figura 6.4, observou-se uma reprodução clara da zona rompida tanto no teto quanto no piso, com boa

correspondência em relação aos padrões de ruptura documentados em campo. Especificamente, a extensão da zona rompida foi de 1,21 R no piso e 1,30 R no teto, compatíveis com as profundidades observadas no túnel real. A angulação da abertura simulada foi de 60,6°, próxima ao valor observado em campo, de 67°.

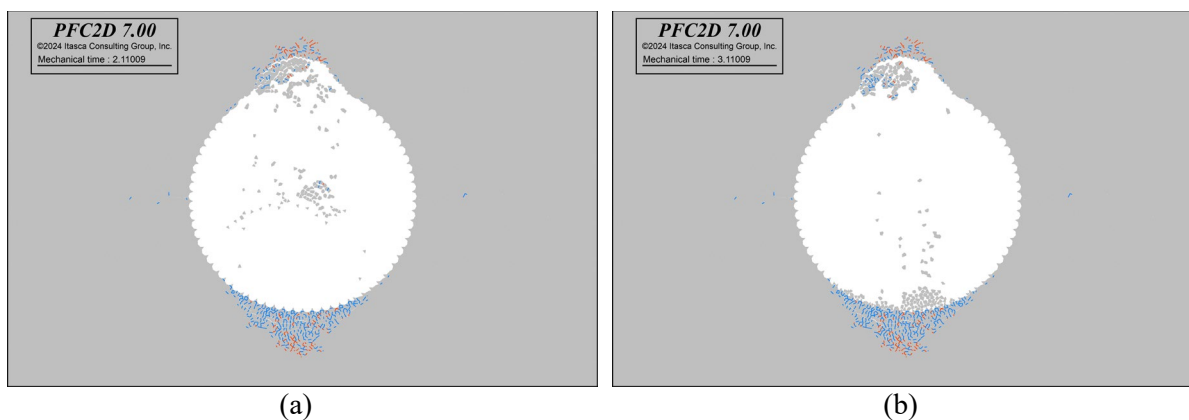


Figura 6.4 – Resultados teste 01: (a) 2,10 s e (b) 3,11s.

No segundo teste, Figura 6.5, verificou-se a formação de uma zona rompida restrita ao teto, com extensão de 1,28 R (49 cm), enquanto nenhuma ruptura significativa foi registrada na base. O ângulo de abertura medido foi de 44,4°, inferior ao valor observado no primeiro teste e nos dados empíricos.

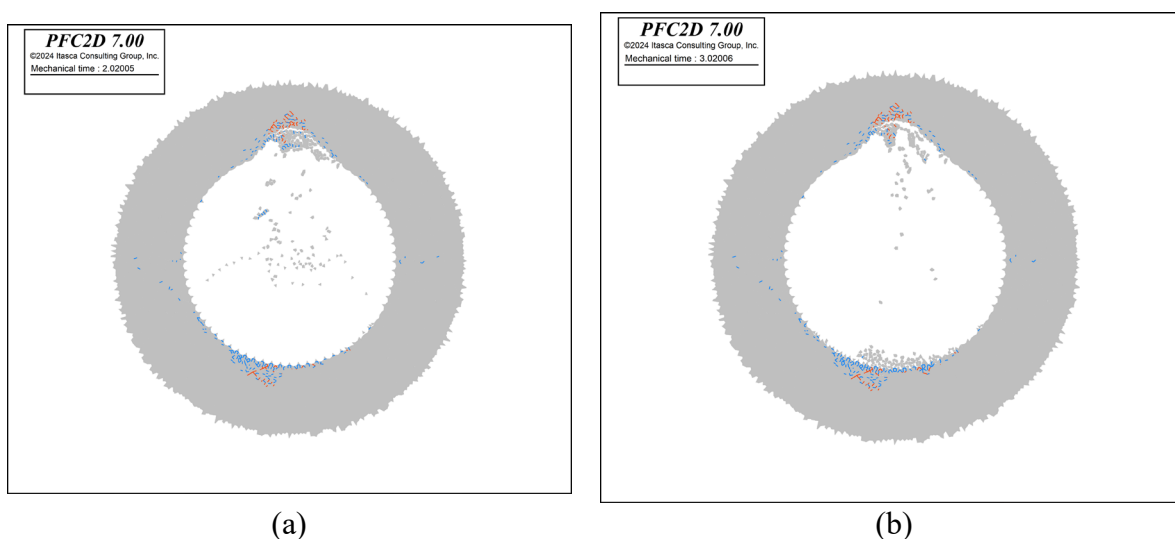


Figura 6.5 - Resultados teste 02: (a) 2s e (b) 3s.

Apesar da boa fidelidade da simulação em alguns cenários, a aplicação do método de desconfinamento incremental para representar o processo de ruptura revelou-se operacionalmente complexa. Em determinadas situações, foi necessário realizar ajustes manuais nos intervalos de tempo entre as etapas computacionais, com o objetivo de assegurar

a estabilidade numérica e a continuidade do processo de fraturamento. Além disso, a abertura simulada tendeu a ser ligeiramente inferior àquela observada em campo, o que pode indicar limitações do método na reprodução precisa da cinemática da ruptura.

Já o método de Convergência-Confinamento, Figura 6.6, mostrou resultado em torno de 1,29 R no teto e 1,14 R no piso. As simulações foram razoavelmente mais rápidas que as análises dos métodos apresentados no Capítulo 5, com uma abertura de aproximadamente $69,2^\circ$. Esse método se mostrou mais estável devido à capacidade do modelo de reproduzir a aplicação nas facetas, com maior controle. A maior abertura angular observada na abordagem de Convergência-Confinamento pode estar associada à capacidade do modelo de representar de forma mais realista o relaxamento gradual das tensões ao redor da escavação, favorecendo o desenvolvimento de fraturas no modelo.

O método de Desconfinamento Progressivo por Degradação de Rigidez de Contato apresentou resultado de 1,30 R no teto e 1,23 R no fundo (Figura 6.7). Observou-se que alguns semicírculos laterais se desprenderam, o que se mostrou um indicativo de instabilidade numérica no modelo. Com uma abertura com uma angulação de $63,9^\circ$. Nota-se a recorrência de dificuldades na reprodução consistente desses resultados.

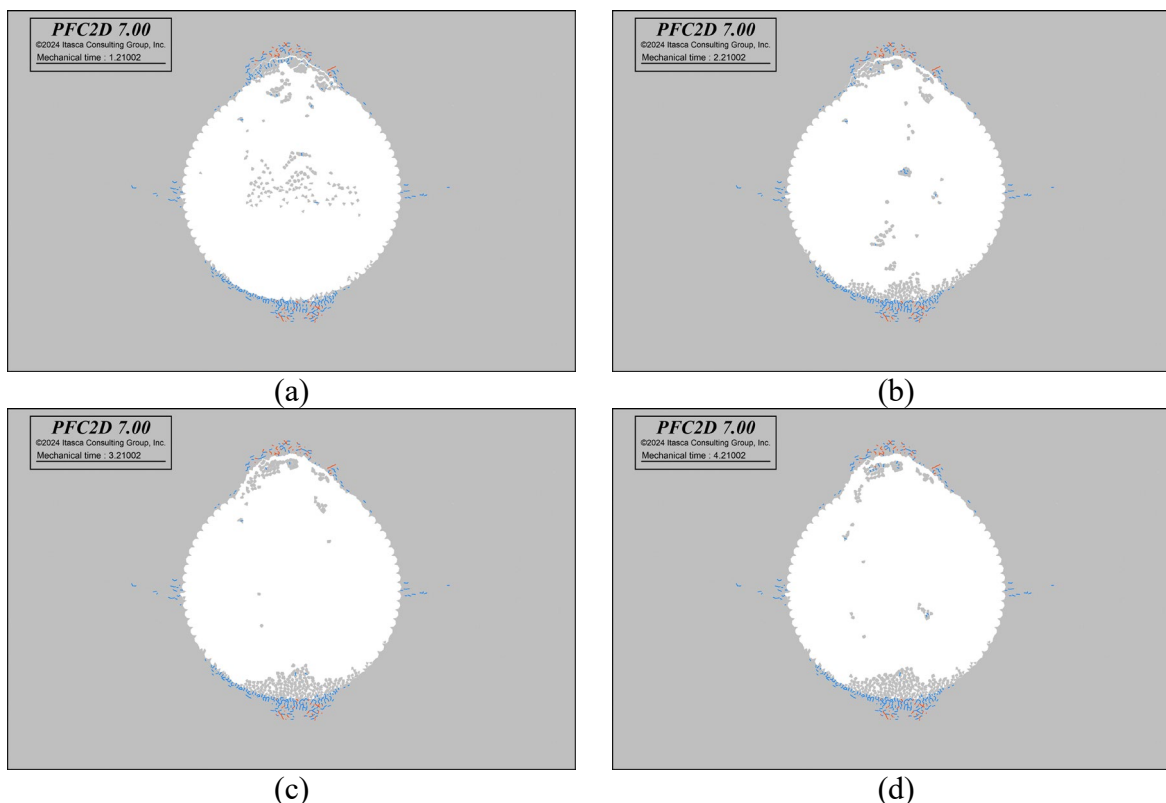


Figura 6.6 - Teste pelo método de Convergência-Confinamento: (a) 1,20s, (b) 2,20s, (c) 3,20 e (d) 4,20s.

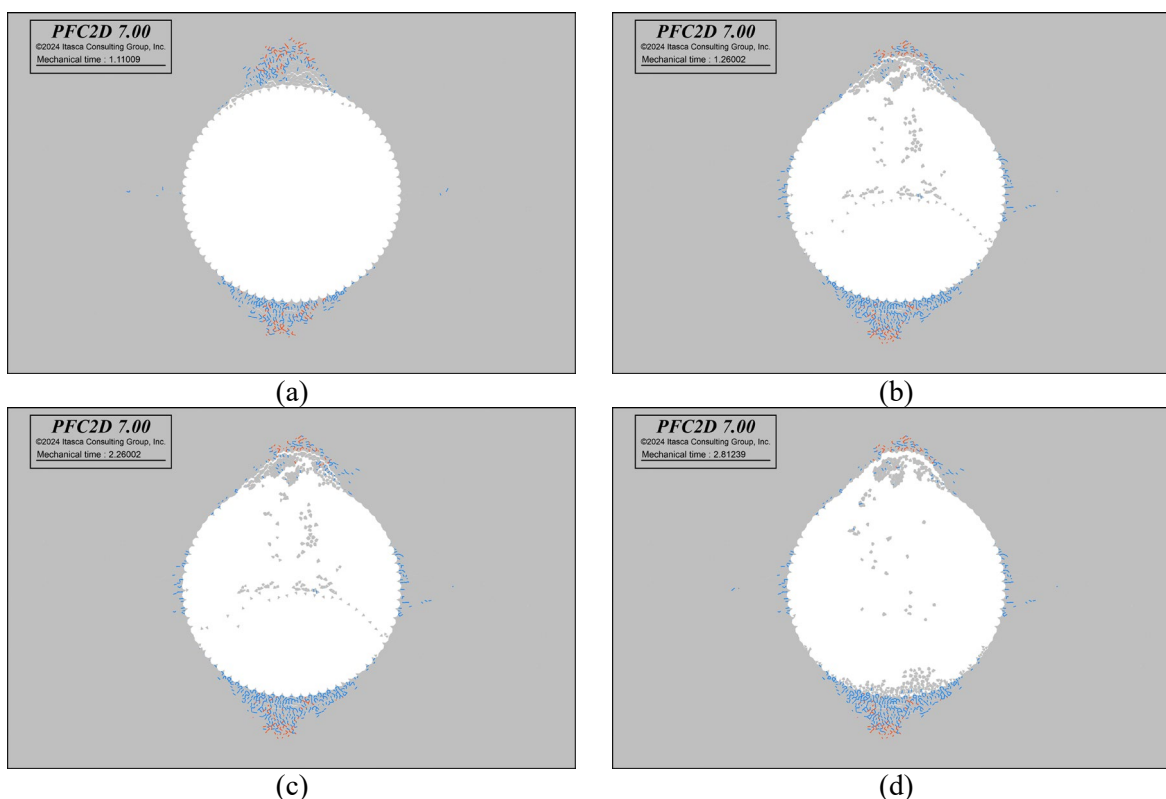


Figura 6.7 - Teste pelo Desconfinamento Progressivo por Degradação de Rigidez de Contato: (a) 1,1s, (b) 1,30s, (c) 2,26 e (d) 2,81s.

A Tabela 6.2 apresenta a comparação dos resultados obtidos para cada método, incluindo a extensão da zona rompida, a abertura angular e as observações qualitativas quanto ao desempenho numérico e à aderência aos dados empíricos.

Tabela 6.3 – Comparação dos métodos de escavação e seus efeitos na extensão da zona rompida

Método	Extensão da Zona Rompida (m)	Abertura Angular (°)	Observações
Escavação incremental – Teste 1	Piso: 1,21 – Teto: 1,30	60,6	Boa correspondência com campo; simulação precisa
Escavação incremental – Teste 2	Teto: 1,28 – Piso: sem ruptura	44,4	Ruptura limitada ao teto; inferior aos dados empíricos
Convergência-Confinamento	Teto: 1,29 – Piso: 1,14	69,2	Simulação mais estável; maior realismo no relaxamento de tensões
Desconfinamento por degradação de rigidez de contato	Teto: 1,30 – Fundo: 1,23	63,9	Instabilidade numérica; desprendimento de elementos laterais

Conforme apresentado por Lan et al. (2010) e Potyondy et al. (2025), o efeito da heterogeneidade pode ser o fator chave para a geração de concentrações de tensões em rochas, mesmo sob estado de compressão. Quando falhas por microfissuras de tração são nucleadas devido às heterogeneidades, elas se propagam, coalescem e formam macrofraturas.

Dessa forma, o usuário que queira simular a ruptura em termos de resistência real deve optar por utilizar uma geometria mais próxima da realidade, na qual as tensões se concentram nas irregularidades, ou incluir heterogeneidades no modelo.

Essas heterogeneidades podem estar associadas ao formato dos grãos (apontado por Lan et al. (2010) como mais relevante para a resistência do Pico), às heterogeneidades elásticas, decorrentes de diferenças de rigidez entre os materiais ou às heterogeneidades de contato, associadas à anisotropia da distribuição dos contatos entre grãos. Ressalta-se que a heterogeneidade na escala dos grãos não é o foco deste trabalho, mas sim a compreensão de como o processo de compressão gera concentrações de tensões em função das irregularidades de geometria.

6.2.4. MECANISMOS DE PROPAGAÇÃO DE FISSURAS

As Figuras 6.8 e 6.9 ilustram o processo inicial de fissuração. A hipótese de ocorrência de concentrações de tensões é confirmada na imagem anterior à ruptura (Figura 6.8). Posteriormente, ao redor das trincas de cisalhamento, nas regiões onde se concentram tensões de cisalhamento, ocorre fissuramento em modo II (regiões amarelas). A partir da ponta dessas fissuras, os diagramas de Voronoi ao redor indicam a formação de fissuras em modo I (regiões pretas). Novas trincas em modo II surgem e se propagam nas áreas de concentração de tensões.

Cabe destacar que o trabalho de Cai & Kaiser (2014) não menciona propriedades relacionadas à tenacidade à fratura, atribuindo o sucesso do modelo às irregularidades geométricas. No entanto, no modelo MED, observa-se que o sucesso no processo de fraturamento também está associado à tenacidade à fratura. Quando essa propriedade está devidamente calibrada, a partir da iniciação do fissuramento em modo II, ocorre a concentração ideal de tensões nas extremidades das fraturas, resultando na formação de trincas em modo I, que passam a coalescer, originando uma macro-ruptura. Logo, o processo depende tanto das irregularidades quanto da tenacidade à fratura para se propagar de maneira adequada e fisicamente plausível.

Assim, a presença de rugosidade torna-se um fator relevante, pois atua como elemento

concentrador de tensões, possibilitando a iniciação da ruptura por cisalhamento, o que promove a formação de fraturas com dimensões mínimas necessárias para a propagação subsequente. Consequentemente, a ruptura do túnel ocorre principalmente por fraturamento em modo I.

É, portanto, possível ilustrar esse comportamento, destacando os locais onde surgem as rupturas nos modos II e I ao longo da progressão do processo de falha.

Essa dinâmica evidencia o comportamento evolutivo da estrutura, sendo essencial compreender como a ruptura se desenvolve. Quando a tensão de fratura está corretamente calibrada, as fissuras se propagam de forma consistente, influenciadas também pelas características da malha numérica.

Dessa forma, as fraturas se desenvolvem de maneira a reproduzir realisticamente o processo de ruptura, desde que os parâmetros de tenacidade de fratura também estejam adequadamente definidos.

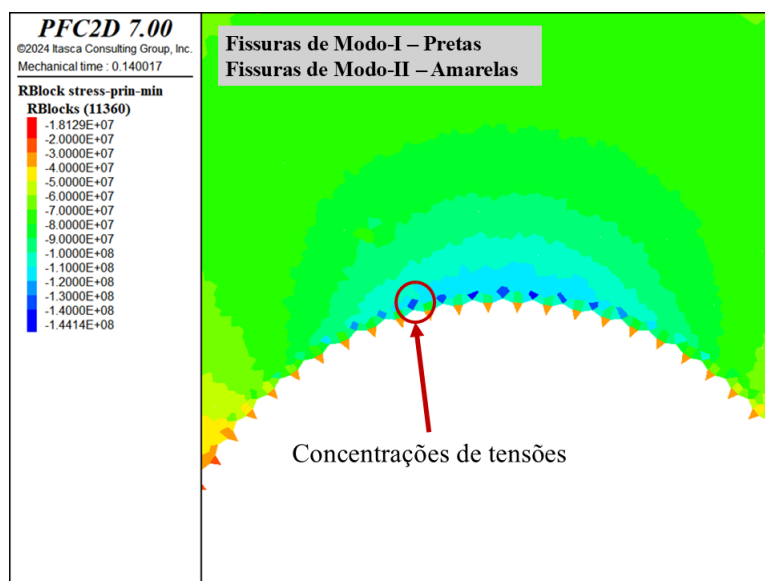


Figura 6.8 – Concentração de tensão antes da Ruptura

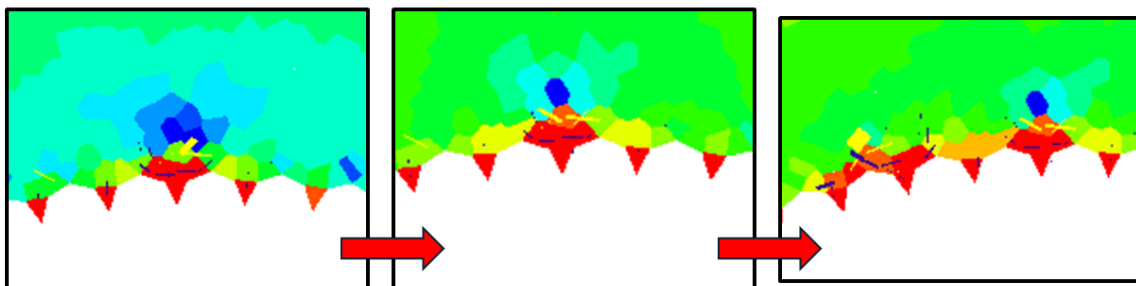


Figura 6.9 – Evolução dos processos de fissuramento

6.3. DISCUSSÕES PRELIMINARES

- A parede lisa, por ser uma condição idealizada, subestima os efeitos do fraturamento e não reproduz adequadamente o comportamento real do maciço rochoso, resultando em uma ruptura limitada e localizada;
- A ausência de rugosidades e descontinuidades na parede lisa dificulta a nucleação de fraturas, exigindo tensões elevadas ou parâmetros mecânicos artificialmente reduzidos para a ocorrência de falhas;
- A parede com rugosidade natural, modelada pelas células de Voronoi, poderia introduzir zonas preferenciais de tensão, mas não foi capaz de reproduzir uma ruptura extensa ou contínua;
- A rugosidade semicircular induzida permitiu uma simulação mais realista das condições de campo, especialmente quando associada ao método de escavação incremental e de convergência confinamento, apresentando boa correspondência com os dados medidos em campo quanto à profundidade e abertura da ruptura;
 - Apesar da fidelidade dos resultados, o método de escavação incremental demandou ajustes manuais nos intervalos de tempo para assegurar a estabilidade numérica, evidenciando certa limitação operacional;
 - O método de Convergência-Confinamento mostrou-se mais eficiente e estável, com menor tempo computacional e maior capacidade de representar o relaxamento gradual das tensões, resultando em rupturas mais amplas;
 - O método de Desconfinamento por Degradação de Rigidez de Contato apresentou instabilidade numérica, com desprendimento de elementos laterais e menor precisão na reprodução da cinemática da ruptura;
- Os mecanismos de fissuração seguiram uma sequência lógica: concentração de tensões, formação de trincas de cisalhamento (modo II), surgimento de fissuras de tração (modo I), e coalescência, resultando em macro-ruptura;
- Verificou-se que a propagação da ruptura depende tanto das rugosidades geométricas quanto da calibração da tenacidade à fratura

7. CONCLUSÕES

A presente investigação permitiu uma avaliação abrangente da capacidade do modelo *hybrid* DISL-LDEM na representação do comportamento mecânico de maciços rochosos submetidos a elevadas tensões *in situ*, com ênfase na simulação de mecanismos de ruptura frágil e no estudo das respostas pós-pico. A partir da integração entre simulações numéricas, dados experimentais – como os provenientes do experimento *Mine-by* – e evidências empíricas do caso da UHE Itá, foi possível validar a metodologia proposta em contextos geomecanicamente distintos, reforçando sua aplicabilidade em projetos de engenharia subterrânea.

Os resultados de verificação indicaram que o modelo reproduziu com fidelidade o comportamento elástico do granito *Lac du Bonnet*, apresentando erros inferiores a 2% na estimativa das propriedades elásticas fundamentais, mesmo sob diferentes discretizações da malha. Tal desempenho evidencia a estabilidade e a robustez da abordagem híbrida, especialmente no que tange à independência em relação ao parâmetro de discretização, eliminando a necessidade de calibração por tentativa e erro.

No regime de ruptura, o modelo demonstrou elevada competência na simulação de transições entre rupturas frágeis e dúcteis, e na reprodução da influência de parâmetros como confinamento, resistência à tração (σ_t), tenacidade à fratura (K_{IC}) e ângulo de atrito residual sobre o padrão e a extensão das fraturas. A representação precisa dos mecanismos de *spalling*, incluindo a identificação de trincas de modo I e zonas de fratura descontínuas, confirma a capacidade do modelo de capturar os efeitos localizados de tensões elevadas em geometrias complexas.

A análise paramétrica evidenciou ainda que a rotação do campo de tensões exerce influência significativa na simetria e na morfologia das zonas de ruptura, o que reforça a importância do estado de tensões anisotrópico como variável de projeto em obras subterrâneas. Os resultados também mostraram que a razão entre tensões horizontais e verticais (k_0) constitui um fator crítico para o desencadeamento de fraturas do tipo *spalling*, validando observações empíricas e reforçando a confiabilidade do modelo em simular condições reais.

Do ponto de vista metodológico, a abordagem adotada possibilitou a integração entre análises qualitativas e quantitativas, facilitando a identificação de tendências, limitações e possíveis aplicações práticas. A combinação de parametrizações empíricas com modelagem numérica,

ancorada em correlações como Martin et al. (1999), mostrou-se eficaz para a estimativa da profundidade de ruptura e para retroanálises em condições de campo.

Assim, a aplicação do modelo DISL-LDEM demonstrou potencial significativo para a simulação de falhas frágeis em maciços rochosos submetidos a altas tensões *in situ*. Os resultados indicaram que a seleção adequada dos parâmetros constitutivos, aliada à calibração da tenacidade à fratura, exerce influência direta sobre a profundidade, a extensão e a forma da zona de ruptura.

No Capítulo 6, os resultados obtidos demonstraram que a representação adequada das paredes de escavação constitui um fator relevante no processo de definição dos parâmetros mecânicos e no comportamento geral da modelagem numérica. A geometria da parede influencia diretamente os pontos de concentração de tensões, a nucleação inicial de trincas e o desenvolvimento dos mecanismos de fraturamento. Assim, a configuração geométrica da escavação, aliada a uma calibração criteriosa da tenacidade à fratura, demonstrou ser determinante para a simulação coerente do processo de propagação de fissuras.

7.1. LIMITAÇÕES DO MODELO

Apesar dos avanços proporcionados, algumas limitações foram identificadas:

- A elevada demanda computacional do modelo, especialmente ao utilizar malhas densas e valores menores de K_{IC} , impõe restrições práticas quanto à escalabilidade e ao tempo de processamento.
- A investigação concentrou-se em litologias específicas (granito *Lac du Bonnet* e Basalto) e configurações geométricas bidimensionais, o que restringe a generalização direta para outros tipos de rochas ou geometrias tridimensionais.
- Modelo de Contato com propriedades Homogêneas.
- Dificuldade de previsibilidade da rugosidade em variadas paredes de túneis, a depender do tipo de escavação.

7.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com base nas limitações identificadas e nas potencialidades observadas, recomenda-se:

- A realização de simulações tridimensionais mais complexas, com o intuito de ampliar a aplicabilidade do modelo a geometrias reais de túneis e taludes.
- A aplicação do modelo a outras litologias, especialmente rochas metamórficas e sedimentares, com diferentes graus de anisotropia e heterogeneidade estrutural.
- A investigação de estratégias de otimização computacional, como paralelização e refinamento adaptativo da malha, para viabilizar o uso do modelo em estudos de larga escala.
- O aperfeiçoamento de técnicas de calibração inversa, com base em dados de campo e monitoramento geotécnico, para aprimorar a representação dos parâmetros constitutivos em diferentes cenários.
- Aplicação dos modelos de *Hybrid* LDEM em modelagens numéricas em elementos finitos.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Anderson, T. L. (2017). *Fracture Mechanics*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781315370293>
- Andersson, J. C., Martin, C. D., & Stille, H. (2009). The Äspö Pillar Stability Experiment: Part II-Rock mass response to coupled excavation-induced and thermal-induced stresses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46(5), 879–895. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2009.03.002>
- Asahina, D., Aoyagi, K., Kim, K., Birkholzer, J. T., & Bolander, J. E. (2017). Elastically-homogeneous lattice models of damage in geomaterials. *Computers and Geotechnics*, 81, 195–206. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.08.015>
- Asahina, D., Houseworth, J. E., Birkholzer, J. T., Rutqvist, J., & Bolander, J. E. (2014). Hydro-mechanical model for wetting/drying and fracture development in geomaterials. *Computers and Geosciences*, 65, 13–23. <https://doi.org/10.1016/j.cageo.2013.12.009>
- Asahina, D., Ito, K., Houseworth, J. E., Birkholzer, J. T., & Bolander, J. E. (2015). Simulating the Poisson effect in lattice models of elastic continua. *Computers and Geotechnics*, 70, 60–67. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.07.013>
- ASTM. (2004). Test Method for Direct Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens. <https://doi.org/10.1520/D2936-95R04E01>
- ASTM. (2008). Test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens. <https://doi.org/10.1520/D3967-08>
- ASTM, I. (2014). ASTM D7012-14—Test Methods for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures. ASTM International. <https://doi.org/10.1520/D7012-14>
- Atkinson, B. Kean. (1991). *Fracture mechanics of rock* (p. 534). Academic Press.
- Backers, T. (2004). Fracture toughness determination and micromechanics of rock under mode I and mode II loading. 94p. <https://doi.org/10.2312/GFZ.b103-05055>
- Bahaaddini, M., & Rahimi, M. (2018). Distinct element modelling of the mechanical behaviour of intact rocks using voronoi tessellation model. *Int. Journal of Mining & Geo-Engineering*, 52(1). <https://doi.org/10.22059/ijmge.2017.240741.594694>
- Bahaaddini, M., Sheikhpourkhani, A. M., & Mansouri, H. (2021). Flat-joint model to reproduce the mechanical behaviour of intact rocks. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 25(8), 1427–1448. <https://doi.org/10.1080/19648189.2019.1579759>
- Bahrani, N., Valley, B., Kaiser, P. K., & Pierce, M. (2011). Evaluation of PFC2D grain-based model for simulation of confinement-dependent rock strength degradation and failure processes. 45th U.S. Rock Mechanics / Geomechanics Symposium. American Rock Mechanics Association (ARMA), San Francisco, California.
- Bai, Q., Zhang, C., & Konietzky, H. (2024). Effects of particle shape on mechanical responses

of rock materials using bonded-particle model. *Computers and Geotechnics*, 176, 106754. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2024.106754>

Bai, Q., Zhang, C., & Paul Young, R. (2022). Using true-triaxial stress path to simulate excavation-induced rock damage: A case study. *International Journal of Coal Science & Technology*, 9(1). <https://doi.org/10.1007/s40789-022-00522-z>

Barton, N. (1997). Report on the effects of high horizontal stresses on excavations at U.H.E. Itá.

Barton, N. (2010). Low Stress and High Stress Phenomena in Basalt Flow. ISRM International Workshop on Rock Mechanics and Geoengineering in Volcanic Environments, Puerto de la Cruz, Spain.

Barton, N., & Infanti, N. (2004). Interpretation of exceptional stress levels from back-analysis of tunnelling problems in shallow basalts at the ITA Hydroelectric Power Project in S.E. Brazil. 3rd Asian Rock Mechanics Symposium, Kyoto. <https://www.researchgate.net/publication/322369108>

Barton, N., & Shen, B. (2017). Risk of shear failure and extensional failure around over-stressed excavations in brittle rock. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9(2), 210–225. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2016.11.004>

Bažant, Z. P., & Planas, J. (2019). Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials: V. 1a Ed. (1a Ed., p. 640). Routledge. <https://doi.org/10.1201/9780203756799>

Berton, S., & Bolander, J. E. (2006). Crack band model of fracture in irregular lattices. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 195(52), 7172–7181. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2005.04.020>

Bhagat, R. B. (1985). Mode I fracture toughness of coal. *International Journal of Mining Engineering*, 3(3), 229–236. <https://doi.org/10.1007/BF00880769>

Bieniawski, Z. T. (1967a). Mechanism of brittle fracture of rock—Experimental studies. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 4(4), 407–423. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(67\)90031-9](https://doi.org/10.1016/0148-9062(67)90031-9)

Bieniawski, Z. T. (1967b). Mechanism of brittle fracture of rock—Theory of the fracture process. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 4(4), 395–406. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(67\)90030-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(67)90030-7)

Bolander, J. E., Eliáš, J., Cusatis, G., & Nagai, K. (2021). Discrete mechanical models of concrete fracture. *Engineering Fracture Mechanics*, 257, 108030–108030. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2021.108030>

Bolander, J. E., & Saito, S. (1998). Fracture analyses using spring networks with random geometry. *Engineering Fracture Mechanics*, 61(5–6), 569–591. [https://doi.org/10.1016/S0013-7944\(98\)00069-1](https://doi.org/10.1016/S0013-7944(98)00069-1)

Born, M., & Huang, K. (1996). Dynamical Theory Of Crystal Lattices. Em Dynamical Theory Of Crystal Lattices (p. i–iv). Oxford University Press New York, NY.

<https://doi.org/10.1093/oso/9780192670083.002.0001>

Brace, W. F. (1964). Brittle fracture of rocks. 85–96.

Brace, W. F., Paulding, B. W., & Scholz, C. (1966). Dilatancy in the fracture of crystalline rocks. *Journal of Geophysical Research*, 71(16), 3939–3953. <https://doi.org/10.1029/JZ071i016p03939>

Branets, L. V., Ghai, S. S., Lyons, S. L., & Wu, X.-H. (2009, fevereiro). Efficient and Accurate Reservoir Modeling Using Adaptive Gridding with Global Scale Up. SPE Reservoir Simulation Symposium. <https://doi.org/10.2118/118946-MS>

Cai, M., & Kaiser, P. K. (2014). In-situ rock spalling strength near excavation boundaries. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47(2), 659–675. <https://doi.org/10.1007/s00603-013-0437-0>

Cai, M., Kaiser, P. K., & Martin, C. D. (1998). A tensile model for the interpretation of microseismic events near underground openings. *Pure and Applied Geophysics*, 153(1), 67–92. <https://doi.org/10.1007/s000240050185>

Cai, M., Kaiser, P. K., Tasaka, Y., Maejima, T., Morioka, H., & Minami, M. (2004). Generalized crack initiation and crack damage stress thresholds of brittle rock masses near underground excavations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(5), 833–847. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2004.02.001>

Camanho, P. P., & Dávila, C. G. (2002). Mixed-Mode Decohesion Finite Elements for the Simulation of Delamination in Composite Materials (p. 38p.). <http://www.sti.nasa.gov>

Cardarelli, F. (2018). *Materials Handbook: A Concise Desktop Reference*. Third Edition. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-38925-7>

Chandler, N. A. (2003). Twenty years of underground research at Canada's URL. WM'03 Conference, Tucson.

Cho, N., Martin, C. D., & Sego, D. C. (2007). A clumped particle model for rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(7), 997–1010. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2007.02.002>

Christoffersen, J., Mehrabadi, M. M., & Nemat-Nasser, S. (1981). A Micromechanical Description of Granular Material Behavior. *Journal of Applied Mechanics*, 48(2), 339–344. <https://doi.org/10.1115/1.3157619>

Consórcio Conita. (1997). Relatórios Internos (não publicados).

Cook, N. G. W. (1970). An experiment proving that dilatancy is a pervasive volumetric property of brittle rock loaded to failure. *Rock mechanics*, 2(4), 181–188. <https://doi.org/10.1007/BF01245573>

Cundall, P. A. (1987). Distinct Element Models of Rock and Soil Structure. Em *Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics* (p. 129–163). Allen and Unwin.

Cundall, P. A., & Strack, O. D. L. (1979). A discrete numerical model for granular assemblies.

Géotechnique, 29(1), 47–65. <https://doi.org/10.1680/geot.1979.29.1.47>

Cusatis, G., & Cedolin, L. (2007). Two-scale study of concrete fracturing behavior. *Engineering Fracture Mechanics*, 74(1–2), 3–17. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2006.01.021>

Dassault Systèmes. (2023). *Abaqus 2023 – Analysis User’s Manual*.

Davarpanah, S. M., Sharghi, M., Narimani, S., Török, Á., & Vásárhelyi, B. (2023). Brittle-ductile transition stress of different rock types and its relationship with uniaxial compressive strength and Hoek–Brown material constant (mi). *Scientific Reports*, 13(1). <https://doi.org/10.1038/s41598-023-28513-3>

Diederichs, M. S. (2007). The 2003 Canadian geotechnical colloquium: Mechanistic interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunnelling. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(9), 1082–1116. <https://doi.org/10.1139/T07-033>

Diederichs, M. S., Carter, T., & Martin, D. (2009). *Practical Rock Spall Prediction in Tunnels*.

Diederichs, M. S., & Kaiser, P. K. (1999). Tensile strength and abutment relaxation as failure control mechanisms in underground excavations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36(1), 69–96. [https://doi.org/10.1016/S0148-9062\(98\)00179-X](https://doi.org/10.1016/S0148-9062(98)00179-X)

Diederichs, M. S., Kaiser, P. K., & Eberhardt, E. (2004). Damage initiation and propagation in hard rock during tunnelling and the influence of near-face stress rotation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(5), 785–812. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2004.02.003>

Eberhardt, E., Stead, D., Stimpson, B., & Read, R. S. (1998). Identifying crack initiation and propagation thresholds in brittle rock. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(2), 222–233. <https://doi.org/10.1139/cgj-35-2-222>

Eliáš, J. (2020). Elastic properties of isotropic discrete systems: Connections between geometric structure and Poisson’s ratio. *International Journal of Solids and Structures*, 191–192, 254–263. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2019.12.012>

Engevix. (1988). *Relatório Final de Projeto Básico da UHE Itá – Desenhos*.

Engevix. (1993). *UHE Itá – Relatório Geológico-Geotécnico. Documento do Projeto Executivo*.

Fabjan, T., Mas-Ivars, D., & Vukadin, V. (2015). Numerical simulation of intact rock behaviour via the continuum and Voronoi tessellation models – a sensitivity analysis. *Acta Geotechnica Slovenica*, 5–23.

Fairhurst, C. (1961). Laboratory measurements of some physical properties of rock. *Proceedings of the Fourth Symposium on Rock Mechanics, Pennsylvania, USA*.

Fairhurst, C. (1964). On the validity of the ‘Brazilian’ test for brittle materials. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1(4), 535–546. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(64\)90060-9](https://doi.org/10.1016/0148-9062(64)90060-9)

Farahmand, K., & Diederichs, M. S. (2023). *Replicating S-Shaped Composite Strength*

Response Using Bonded-Block Modelling: Capturing Dual Nature of Extensional Versus Shear Fracturing of Brittle Rock Mass. 57th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, Atlanta, Georgia. <https://www.researchgate.net/publication/371902308>

Fowell, R. J. (1995). Suggested method for determining mode I fracture toughness using Cracked Chevron Notched Brazilian Disc (CCNBD) specimens. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 32(1), 57–64. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(94\)00015-U](https://doi.org/10.1016/0148-9062(94)00015-U)

Furnas Centrais Elétricas S/A. (1997). Usina Hidrelétrica Itá: Determinação de tensores de tensões no Túnel Forçado 5.

Gao, G., & Meguid, M. A. (2022). On the role of joint roughness on the micromechanics of rock fracturing process: A numerical study. *Acta Geotechnica*, 17(7), 2799–2824. <https://doi.org/10.1007/s11440-021-01401-8>

Gercek, H. (2007). Poisson's ratio values for rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(1), 1–13. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2006.04.011>

Ghazvinian, E., Diederichs, M. S., & Quey, R. (2014). 3D random Voronoi grain-based models for simulation of brittle rock damage and fabric-guided micro-fracturing. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6(6), 506–521. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2014.09.001>

Goodman, R. E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics: V. 2nd ed* (p. 562p.). John Wiley & Sons.

Griffith, A. A. (1921). VI. The phenomena of rupture and flow in solids. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Mathematical or Physical Character*, 221(582–593), 163–198. <https://doi.org/10.1098/rsta.1921.0006>

Guha Roy, D., Singh, T. N., Kodikara, J., & Talukdar, M. (2017). Correlating the Mechanical and Physical Properties with Mode-I Fracture Toughness of Rocks. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50(7), 1941–1946. <https://doi.org/10.1007/s00603-017-1196-0>

Guidicini, G., & Nieble, C. M. (1984). *Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação* (Edgar Blücher, Org.; p. 192p.).

Gunsallus, K. L., & Kulhawy, F. H. (1984). A comparative evaluation of rock strength measures. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 21(5), 233–248. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(84\)92680-9](https://doi.org/10.1016/0148-9062(84)92680-9)

Haberfield, C. M., & Johnston, I. W. (1989). Relationship between fracture toughness and tensile strength for geomaterials. 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio De Janeiro. <https://www.issmge.org/publications/online-library>

Haimson, B. C. (1978). The hydrofracturing stress measuring method and recent field results. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15(4), 167–178. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(78\)91223-8](https://doi.org/10.1016/0148-9062(78)91223-8)

Hajiabdolmajid, V., Kaiser, P. K., & Martin, C. D. (2002). Modelling brittle failure of rock.

International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 39(6), 731–741. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(02\)00051-5](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(02)00051-5)

Hajiabdolmajid, V., Kaiser, P., & Martin, C. D. (2003). Mobilised strength components in brittle failure of rock. *Géotechnique*, 53(3), 327–336. <https://doi.org/10.1680/geot.53.3.327.37280>

Hallbauer, D. K., Wagner, H., & Cook, N. G. W. (1973). Some observations concerning the microscopic and mechanical behaviour of quartzite specimens in stiff, triaxial compression tests. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 10(6), 713–726. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(73\)90015-6](https://doi.org/10.1016/0148-9062(73)90015-6)

Hamdi, P., Stead, D., & Elmo, D. (2015). Characterizing the influence of stress-induced microcracks on the laboratory strength and fracture development in brittle rocks using a finite-discrete element method-micro discrete fracture network FDEM- μ DFN approach. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 7(6), 609–625. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.07.005>

Hoek, E. (1964). Fracture of Anisotropic Rock (*Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, V. 64, Número 10).

Hoek, E. (1965). Rock fracture under static stress conditions.

Hoek, E., & Brown, E. T. (1980a). Empirical Strength Criterion for Rock Masses. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106(9), 1013–1035. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0001029>

Hoek, E., & Brown, E. T. (1980b). *Underground Excavations in Rock* (p. 527p.). Institution of Mining and Metallurgy.

Hoek, E., Carter, T. G., & Diederichs, M. S. (2013). Quantification of the Geological Strength Index Chart. ARMA US rock mechanics/geomechanics symposium.

Hoek, E., Marinos, P., & Benissi, M. (1998). Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation (*Bull Eng Geol Env*, V. 57, p. 151–160).

Hoek, E., & Martin, C. D. (2014). Fracture initiation and propagation in intact rock—A review. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6(4), 287–300. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2014.06.001>

Hrennikoff, A. (1941). Solution of Problems of Elasticity by the Framework Method. *Journal of Applied Mechanics*, 8(4), A169–A175. <https://doi.org/10.1115/1.4009129>

Hudson, J. A., Brown, E. T., & Fairhurst, C. (1974). Shape of the complete stress-strain curve for rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 11(1), A6–A6. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(74\)92247-5](https://doi.org/10.1016/0148-9062(74)92247-5)

Hudson, J. A., & Fairhurst, C. (1969). Tensile strength, Weibull's theory and a general statistical approach to rock failure. 901–904.

Infanti Jr., N., Tassi, P. A., Mazzutti, R., Piller, M., & Mafra, J. M. Q. (1999). Tensões residuais nas obras subterrâneas da UHE Itá. 33o Seminário Nacional de Grandes Barragens, Belo Horizonte.

ISRM. (1978). Suggested methods for determining tensile strength of rock materials. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15(3), 99–103. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(78\)90003-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(78)90003-7)

ISRM. (2015). The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014 (R. Ulusay, Org.). ISRM Turkish National Group. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-07713-0>

ITASCA. (2023a). Flat Joint Contact Model—FLAC3D Documentation. Itasca Software Documentation. <https://docs.itascacg.com/flat3d700/common/contactmodel/flatjoint/doc/manual/cmflatjoint.html>

ITASCA. (2023b). Particle Flow Code (PFC), Version 7.0 – User Documentation [Particle Flow Code (PFC), Version 7.0 – User Documentation]. <https://docs.itascacg.com/pfc700/contents.html>

ITASCA. (2023c). Program Guide – PFC 6.0 Documentation [https://docs.itascacg.com/pfc600/common/docproject/source/manual/program_guide/program_guide.html?node66]. Itasca Software Documentation.

ITASCA. (2024a). PFC Overview. https://docs.itascacg.com/pfc700/pfc/docproject/source/manual/numerical_simulations_with_pfc/pfc_overview/pfc_overview.html?node1965#distinct-element-method

ITASCA. (2024b). Spring Network Model [Página da Web]. <https://docs.itascacg.com/pfc700/common/contactmodel/rbsn/doc/manual/cmspringnetwork.html>

Jagota, A., & Bennison, S. J. (1995). Element breaking rules in computational models for brittle fracture. *Modelling and Simulation in Materials Science and Engineering*, 3(4), 485–501. <https://doi.org/10.1088/0965-0393/3/4/005>

Jiang, M., Chen, H., & Crosta, G. B. (2015). Numerical modeling of rock mechanical behavior and fracture propagation by a new bond contact model. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 78, 175–189. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2015.03.031>

Kaiser, P. K. (2016). Ground support for constructability of deep underground excavations (N. 978-2-9701013-8-3; p. 1–34). www.longrine.fr

Kaiser, P. K., Diederichs, M. S., Martin, C. D., Sharp, J., & Steiner, W. (2000a). Underground works in hard rock tunnelling and mining. <http://onepetro.org/ISRMIS/proceedings-pdf/IS00/All-IS00/ISRM-IS-2000-021/1907682/isrm-is-2000-021.pdf/1>

Kaiser, P. K., Diederichs, M. S., Martin, C. D., Sharp, J., & Steiner, W. (2000b, novembro). Underground works in hard rock tunnelling mining. ISRM International Symposium, Melbourne, Australia. <http://onepetro.org/ISRMIS/proceedings-pdf/IS00/All-IS00/ISRM-IS->

2000-021/1907682/isrm-is-2000-021.pdf/1

Kaiser, P. K., Tannant, D. D., & McCreath, D. R. (1996). Canadian rockburst support handbook (p. 314). Geomechanics Research Centre, Laurentian University.

Kawai, T. (1978). New discrete models and their application to seismic response analysis of structures. *Nuclear Engineering and Design*, 48(1), 207–229. [https://doi.org/10.1016/0029-5493\(78\)90217-0](https://doi.org/10.1016/0029-5493(78)90217-0)

Kazerani, T., & Zhao, J. (2010). Micromechanical parameters in bonded particle method for modelling of brittle material failure. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34(18), 1877–1895. <https://doi.org/10.1002/nag.884>

Kim, K., Dischler, S. A., Aggson, J. R., & Hardy, M. P. (1986). Characterization of the State of In Situ Stress By Hydraulic Fracturing For a Nuclear Waste Repository In Basalt. ISRM International Symposium, Stockholm, Sweden.

Lajtai, E. Z. (1971). A theoretical and experimental evaluation of the Griffith theory of brittle fracture. *Tectonophysics*, 11(2), 129–156. [https://doi.org/10.1016/0040-1951\(71\)90060-6](https://doi.org/10.1016/0040-1951(71)90060-6)

Lajtai, E. Z., & Lajtai, V. N. (1974). The evolution of brittle fracture in rocks. *Journal of the Geological Society*, 130(1), 1–16. <https://doi.org/10.1144/gsjgs.130.1.0001>

Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1979). *Soil Mechanics*. Wiley.

Lan, H., Martin, C. D., & Hu, B. (2010). Effect of heterogeneity of brittle rock on micromechanical extensile behavior during compression loading. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 115(B1). <https://doi.org/10.1029/2009jb006496>

Lei, Z., & Zang, M. (2010). An approach to combining 3D discrete and finite element methods based on penalty function method. *Computational Mechanics*, 46(4), 609–619. <https://doi.org/10.1007/s00466-010-0502-4>

Liu, H., Lin, J. S., He, J., & Xie, H. (2020). A discrete element exploration of V-shaped breakout failure mechanisms in underground opening. *Underground Space (China)*, 5(4), 281–291. <https://doi.org/10.1016/j.undsp.2019.05.001>

Mafra, J. M. Q. (2001). Estudo de tensões virgens em maciços rochosos: O caso UHE ITÁ. 200p.

Marques, E. A. G., & Vargar Jr, E. A. (2022). *Mecânica das rochas* (1. ed, p. 176p.). Oficina de Textos.

Martin, C. D. (1997). Seventeenth Canadian Geotechnical Colloquium: The effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(5), 698–725. <https://doi.org/10.1139/cgj-34-5-698>

Martin, C. D., & Chandler, N. A. (1994). The progressive fracture of Lac du Bonnet granite. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 31(6), 643–659. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(94\)90005-1](https://doi.org/10.1016/0148-9062(94)90005-1)

Martin, C. D., Christiansson, R., & Söderhäll, J. (2001). Rock stability considerations for siting

and constructing a KBS-3 repository Based on experiences from Äspö HRL, AECL's URL, tunnelling and mining.

Martin, C. D., Kaiser, P. K., & McCreath, D. R. (1999). Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(1), 136–151. <https://doi.org/10.1139/t98-072>

Martin, C. D., Read, R. S., & Martino, J. B. (1997). Observations of brittle failure around a circular test tunnel. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(7), 1065–1073. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)90200-8](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)90200-8)

Martin, C. D., & Stimpson, B. (1994). The effect of sample disturbance on laboratory properties of Lac du Bonnet granite. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(5), 692–702. <https://doi.org/10.1139/t94-081>

Martin, C. Derek. (1994). The strength of massive Lac du Bonnet granite around underground openings. National Library of Canada = Bibliothèque nationale du Canada.

Mayer, J. M., & Stead, D. (2017). Exploration into the causes of uncertainty in UDEC Grain Boundary Models. *Computers and Geotechnics*, 82, 110–123. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.10.003>

McClintock, F. A., & Walsh, J. B. (1963). Friction on Griffith cracks in rocks under pressure. 1015–1021.

Merland, R., Caumon, G., Lévy, B., & Collon-Drouaillet, P. (2014). Voronoi grids conforming to 3D structural features. *Computational Geosciences*, 18(3–4), 373–383. <https://doi.org/10.1007/s10596-014-9408-0>

Mindlin, R. D., & Deresiewicz, H. (2021). Elastic Spheres in Contact Under Varying Oblique Forces. *Journal of Applied Mechanics*, 20(3), 327–344. <https://doi.org/10.1115/1.4010702>

Nicksiar, M., & Martin, C. D. (2012). Evaluation of methods for determining crack initiation in compression tests on low-porosity rocks. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45(4), 607–617. <https://doi.org/10.1007/s00603-012-0221-6>

Nicksiar, M., & Martin, C. D. (2013). Crack initiation stress in low porosity crystalline and sedimentary rocks. *Engineering Geology*, 154, 64–76. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.12.007>

Ning, J., Wang, J., Jiang, J., Hu, S., Jiang, L., & Liu, X. (2018). Estimation of Crack Initiation and Propagation Thresholds of Confined Brittle Coal Specimens Based on Energy Dissipation Theory. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 51(1), 119–134. <https://doi.org/10.1007/s00603-017-1317-9>

Ortlepp, W. D., O'Ferrall, R. C., & Wilson, J. W. (1972). Support methods in tunnels. 167–195.

O'Sullivan, C. (2011). Particulate Discrete Element Modelling (p. 488). CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781482266498>

Panet, M., & Guenot, A. (1983). Analysis of convergence behind the face of a tunnel.

International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 20(1), A16–A16. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(83\)91744-8](https://doi.org/10.1016/0148-9062(83)91744-8)

Pelli, F., Kaiser, P. K., & Morgenstern, N. R. (1991). An interpretation of ground movements recorded during construction of the Donkin-Morien tunnel. *Canadian Geotechnical Journal*, 28(2), 239–254. <https://doi.org/10.1139/t91-030>

Pepe, G., Mineo, S., Pappalardo, G., & Cevasco, A. (2018). Relation between crack initiation-damage stress thresholds and failure strength of intact rock. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 77(2), 709–724. <https://doi.org/10.1007/s10064-017-1172-7>

Perras, M. A., & Diederichs, M. S. (2014). A Review of the Tensile Strength of Rock: Concepts and Testing. *Geotechnical and Geological Engineering*, 32(2), 525–546. <https://doi.org/10.1007/s10706-014-9732-0>

Perras, M. A., & Diederichs, M. S. (2016). Predicting excavation damage zone depths in brittle rocks. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(1), 60–74. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.11.004>

Persson, P. O., & Strang, G. (2004). A simple mesh generator in MATLAB. *SIAM Review*, 46(2), 329–345. <https://doi.org/10.1137/S0036144503429121>

Potyondy, D. (2010). A grain-based model for rock: Approaching the true microstructure. In *Proceedings of Rock Mechanics in the Nordic Countries* (p. 225–234). Li, C.C.; Grøneng, G.; Olsson, R.; Engen, S.

Potyondy, D. (2011). Parallel-bond refinements to match macroproperties of hard rock. 459–465.

Potyondy, D. (2012). A Flat-Jointed Bonded-Particle Material for Hard Rock. 46th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium, Chicago, Illinois.

Potyondy, D. (2015). The bonded-particle model as a tool for rock mechanics research and application: Current trends and future directions. *Geosystem Engineering*, 18(1), 1–28. <https://doi.org/10.1080/12269328.2014.998346>

Potyondy, D. (2017). Simulating perforation damage with a flat-jointed bonded-particle material. 51st US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium. American Rock Mechanics Association (ARMA), San Francisco, EUA.

Potyondy, D. (2023). Subspring Network Breakable Voronoi Material Support (p. 1–29). www.itascacg.com

Potyondy, D. (2024). Subspring Network Breakable Voronoi Material Support [Technical Memorandum]. Itasca Consulting Group, Inc.

Potyondy, D., & Cundall, P. A. (2004). A bonded-particle model for rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41, 1329–1364. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2004.09.011>

Potyondy, D., Fu, W., & Emam, S. (2023). Modeling of Spalling with PFC3D: Subspring

Network Breakable Voronoi Material (DRAFT) (p. 1–138). www.itascacg.com

Potyondy, D., Fu, W., Purvance, M., & Mas Ivars, D. (2025). A 3D Subspring Network Breakable Voronoi Model for Rock. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s00603-025-04655-w>

Potyondy, D., & Ivars, D. M. (2020). Simulating spalling with a flat-jointed material. *Em Proceedings of Applied Numerical Modeling in Geomechanics*. Billaux, D.; Hazzard, J.; Nelson, M.; Schöpfer, M.

Potyondy, D., Vatcher, J., & Emam, S. (2020). Modeling of Spalling with PFC3D: A Quantitative Assessment (p. 1–112). www.itascacg.com

Rahjoo, M., & Sc, M. (2019). Directional and 3-D confinement-dependent fracturing, strength and dilation mobilization in brittle rocks.

Raisinger, J., Zhang, Q., Bolander, J. E., & Eliáš, J. (2025). Simulating Heterogeneity within Elastic and Inelastic Discrete Mechanical Models. Preprint. <https://doi.org/10.48550/arXiv.2504.20861>

Rasmussen, L. L. (2019). Modelos lattice na engenharia de rochas.

Rasmussen, L. L. (2021). Hybrid lattice/discrete element method for bonded block modeling of rocks. *Computers and Geotechnics*, 130. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103907>

Rasmussen, L. L. (2022). A breakable grain-based model for bi-modular rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 151, 105028. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2021.105028>

Rasmussen, L. L., & de Farias, M. M. (2019). Lattice modelling of gravity and stress-driven failures of rock tunnels. *Computers and Geotechnics*, 116. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.103183>

Rasmussen, L. L., de Farias, M. M., & de Assis, A. P. (2018). Extended Rigid Body Spring Network method for the simulation of brittle rocks. *Computers and Geotechnics*, 99, 31–41. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.02.021>

Rasmussen, L. L., & Min, K.-B. (2024). Hybrid lattice/discrete element analysis of spalling failure in rock tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 153, 106034–106034. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2024.106034>

Read, R. S. (2004). 20 years of excavation response studies at AECL's Underground Research Laboratory. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41, 1251–1275. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2004.09.012>

Read, R. S., Chandler, N. A., & Dzik, E. J. (1998). In situ strength criteria for tunnel design in highly-stressed rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 35(3), 261–278. [https://doi.org/10.1016/S0148-9062\(97\)00302-1](https://doi.org/10.1016/S0148-9062(97)00302-1)

Read, R. S., & Martin, C. D. (1996). Technical summary of AECL's mine-by experiment: Phase I: excavation response.

Sanipour, S., Bahrani, N., & Corkum, A. (2022). Simulation of Brittle Failure Around Canada's Mine-By Experiment Tunnel Using 2D Continuum-Based Voronoi Tessellated Models. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 55(10), 6387–6408. <https://doi.org/10.1007/s00603-022-02969-7>

Santos, Á. R. dos. (2023). *Geologia de Engenharia: Conceitos, Método e Prática: V. Vol 4* (Vol. p. 273).

Soares, E. R. S. (2021). *Modelagem de ruptura de obras subterrâneas em maciços rochosos com elevadas tensões de campo* [Dissertação de Mestrado]. Universidade de Brasília.

Soderholm, K. J. (2010). Review of the fracture toughness approach. *Dental Materials*, 26(2). <https://doi.org/10.1016/j.dental.2009.11.151>

Stacey, T. R. (1981). A simple extension strain criterion for fracture of brittle rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 18(6), 469–474. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(81\)90511-8](https://doi.org/10.1016/0148-9062(81)90511-8)

Stacey, T. R., & Wesseloo, J. (2022). Design and Prediction in Rock Engineering: The Importance of Mechanisms of Failure, with Focus on High Stress, Brittle Rock Conditions. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 55(3), 1517–1535. <https://doi.org/10.1007/s00603-021-02721-7>

Sun, W., Chen, L., Guo, W., Wu, S., & Meng, S. (2024). Modeling of spalling failure of in-situ rock mass for quantification of the source mechanics with flat-joint model and moment tensor. *Computers and Geotechnics*, 169, 106261. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2024.106261>

Sun, W., Zhao, J., Wu, S., Guo, W., & Hou, Z. (2024). The relationships between tensile strength, mode I and mode II fracture toughness of rock: An empirical and microcracking perspective. *Heliyon*, e37438–e37438. <https://doi.org/10.1016/j.heliyon.2024.e37438>

Tada, H., Paris, P. C., & Irwin, G. R. (1973). *The Stress Analysis of Cracks* (V. 34).

Tang, C. A., & Kaiser, P. K. (1998). Numerical Simulation of Cumulative Damage and Seismic Energy Release During Brittle Rock Failure—Part I: Fundamentals. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 35(2), 113–121. [https://doi.org/10.1016/S0148-9062\(97\)00009-0](https://doi.org/10.1016/S0148-9062(97)00009-0)

Tang, M., Wang, G., Chen, S., & Yang, C. (2021). Crack initiation stress of brittle rock with different porosities. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 80(6), 4559–4574. <https://doi.org/10.1007/s10064-021-02187-5>

T.G. Carter, M.S. Diederichs, & J.L. Carvalho. (2009). Application of modified Hoek-Brown transition relationships for assessing strength and post yield behaviour at both ends of the rock competence scale. *The Journal of The Southern African Institute of Mining and Metallurgy*, 108, 325–338. [https://doi.org/10.1662/0002-7685\(2008\)70%255B325:FTP%255D2.0.CO;2](https://doi.org/10.1662/0002-7685(2008)70%255B325:FTP%255D2.0.CO;2)

Vallejos, J. A., Salinas, J. M., Delonca, A., & Mas Ivars, D. (2017). Calibration and Verification of Two Bonded-Particle Models for Simulation of Intact Rock Behavior. *International Journal of Geomechanics*, 17(4). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0000773](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000773)

- Wang, Y., & Tonon, F. (2009). Modeling Lac du Bonnet granite using a discrete element model. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46(7), 1124–1135. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2009.05.008>
- Whittaker, B. N., Singh, R. N., & Sun, G. (1992). *Rock fracture mechanics. Principles, design and applications*. Elsevier Science Publishers B.V. Related Information: Developments in geotechnical engineering, 71
- Worotnicki, G. (1993). CSIRO Triaxial Stress Measurement Cell. Em J. A. Hudson (Org.), *Rock Testing and Site Characterization*. Pergamon.
- Wu, S., & Xu, X. (2016). A Study of Three Intrinsic Problems of the Classic Discrete Element Method Using Flat-Joint Model. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(5), 1813–1830. <https://doi.org/10.1007/s00603-015-0890-z>
- Xu, Z. H., Wang, W. Y., Xiong, Y., Liu, Z. Y., & He, S. J. (2020). A parameter calibration method for PFC simulation: Development and a case study of limestone. *Geomechanics and Engineering*, 22(1), 97–108. <https://doi.org/10.12989/GAE.2020.22.1.097>
- Xue, L., Qin, S., Sun, Q., Wang, Y., Lee, L. M., & Li, W. (2014). A study on crack damage stress thresholds of different rock types based on uniaxial compression tests. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47(4), 1183–1195. <https://doi.org/10.1007/s00603-013-0479-3>
- Yan, D. M., Wang, W., Lévy, B., & Liu, Y. (2013). Efficient computation of clipped Voronoi diagram for mesh generation. *CAD Computer Aided Design*, 45(4), 843–852. <https://doi.org/10.1016/j.cad.2011.09.004>
- Yao, Q., Chen, T., Ju, M., Liang, S., Liu, Y., & Li, X. (2016). Effects of Water Intrusion on Mechanical Properties of and Crack Propagation in Coal. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(12), 4699–4709. <https://doi.org/10.1007/s00603-016-1079-9>
- Yip, M., Mohle, J., & Bolander, J. E. (2005). Automated Modeling of Three-Dimensional Structural Components Using Irregular Lattices. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 20(6), 393–407. <https://doi.org/10.1111/j.1467-8667.2005.00407.x>
- Zhang. (2002). An empirical relation between mode I fracture toughness and the tensile strength of rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(3), 401–406. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(02\)00032-1](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(02)00032-1)
- Zhang, Z., Kou, S., & Yu, Y. (1998). The relationship between the fracture toughness and tensile strength of rock. *Em Strength Theories: Applications, Development and Prospects for 21st Century* (p. 215–219). Science Press.
- Zhao, G.-F., Fang, J., & Zhao, J. (2011). A 3D distinct lattice spring model for elasticity and dynamic failure. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35(8), 859–885. <https://doi.org/10.1002/nag.930>
- Zhu, W., Li, G., & Wang, K. (1985). Analyses of dinking phenomenon and stress field in the region of an underground powerhouse. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 18(1), 1–15. <https://doi.org/10.1007/BF01020412>

APÊNDICE A: CÓDIGOS FISH DO PFC

Neste apêndice segue a listagem completa do código-fonte dos *Scripts* em linguagem *fish* utilizados no PFC;

```
1. define MvApplyTunnelStress_v4(confine, changePct)
2.   /// confine: mapa com tensões (xx, yy, xy) a aplicar nas facetas
3.   /// changePct: fração (0 < changePct < 1) em que ocorre a troca de taxa de decaimento
4.
5.   local maxIter=100    /// número máximo de iterações
6.   local passo=0.25     /// incremento entre iterações
7.   local k1=0.04        /// decaimento exponencial inicial (rápido)
8.   local k2=0.05        /// decaimento exponencial posterior (mais lento)
9.   local changeIter=changePct*maxIter /// ponto de transição entre os dois regimes
10.
11.   loop local i (0,maxIter,passo)
12.     if i<changeIter then
13.       global factor=math.exp(-k1*i) /// fase inicial: decaimento rápido
14.     else
15.       global factor=math.exp(-k1*changeIter)*math.exp(-k2*(i-changeIter)) /// fase posterior: decaimento mais lento
16.     endif
17.     local reduced_confine=confine*factor /// cálculo das tensões reduzidas
18.
19.     command
20.       rblock facet apply stress [reduced_confine->xx] [reduced_confine->yy] [reduced_confine->xy] range group
'excavation' slot 'excavation'
21.       model gravity (0 [- (1-factor)*9.8]) /// ativação gradual da gravidade
22.       model solve time 1e-2 /// resolução quase-estática a cada passo
23.     endcommand
24.   endloop
25.
26.   command
27.     rblock facet apply stress 0 0 0 range group 'excavation' slot 'excavation' /// remoção completa das tensões aplicadas
28.     model gravity (0 -9.8) /// aplicação total da gravidade
29.   endcommand
30. end
31.
```

```
1. ///=====
2. /// Script FISH para verificar bolas dentro dos blocos e ajustar contatos
3. ///=====
4.
5. /// 1) Armazenar posição de cada bola dentro de seu bloco correspondente
6. loop foreach global b ball.list
7.   local ballID = ball.id(b)
8.   local rb    = rblock.find(ballID)
9.
10.  if rb # null
11.    /// guarda a posição da bola no próprio bloco
12.    rblock.extra(rb, 1) = ball.pos(b)
13.
14.    /// verifica se a bola realmente está dentro dos limites do bloco
15.    if ~rblock.inside(rb, ball.pos(b))
16.      system.error = "Cell position not inside"
17.    endif
18.
19.    /// sinaliza esse bloco para posterior ajuste de contatos
20.    rblock.group(rb, 'adjust') = 'adjust'
```

```

21. endif
22. endloop
23.
24. /// 2) Remove todas as bolas do modelo para economizar memória
25. command
26.   ball delete
27. endcommand
28.
29. /// 3) Ajusta propriedades de contato bloco-bloco (rblock-rblock)
30. loop foreach local c contact.list("rblock-rblock")
31.   local rb1 = contact.end1(c)
32.
33.   /// só processa blocos marcados
34.   if rblock.isgroup(rb1, 'adjust', 'adjust')
35.     local rb2 = contact.end2(c)
36.     local pos1 = rblock.extra(rb1, 1)
37.     local pos2 = rblock.extra(rb2, 1)
38.
39.     /// distância "esperada" entre centros de célula
40.     local cellD = math.mag(pos1 - pos2)
41.     /// distância atual entre centros de bloco
42.     local posD = math.mag(rblock.pos(rb1) - rblock.pos(rb2))
43.
44.     /// fator de ajuste: razão entre real e teórica
45.     local adjFac = posD / cellD
46.
47.     /// ajusta rigidez normal e rotacional
48.     contact.prop(c, 'kn') = contact.prop(c, 'kn') * adjFac
49.     contact.prop(c, 'krot') = contact.prop(c, 'krot') * adjFac
50.   endif
51. endloop
52.
53. /// 4) Ajusta propriedades de contato bloco-facet (rblock-facet)
54. loop foreach local p contact.list("rblock-facet")
55.   local rb1 = contact.end1(p)
56.
57.   if rblock.isgroup(rb1, 'adjust', 'adjust')
58.     local cellPos = rblock.extra(rb1, 1)
59.     local facetPos = wall.facet.pos(contact.end2(p))
60.
61.     /// distância real na direção Z
62.     local posL = abs(cellPos(3) - facetPos(3))
63.     /// distância teórica na célula na direção Z
64.     local cellF = abs(rblock.extra(rb1, 1)(3) - facetPos(3))
65.
66.     local adjFac2 = posL / cellF
67.
68.     /// aplica ajuste, zera o cisalhamento (ks)
69.     contact.prop(p, 'kn') = contact.prop(p, 'kn') * adjFac2
70.     contact.prop(p, 'ks') = 0
71.     contact.prop(p, 'krot') = contact.prop(p, 'krot') * adjFac2
72.   endif
73. endloop

```