



Patrícia Martins Lopes

**Estabilidade de talude no AHE Simplício em
função da alteração do material rochoso**

Tese de Doutorado

Tese apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Doutor pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio.

Orientador: Prof. Alberto S. F. J. Sayão
Coorientadora: Prof.^a Anna Laura L. S. Nunes

Rio de Janeiro
Outubro de 2023



Patrícia Martins Lopes

**Estabilidade de talude no AHE Simplício em
função da alteração do material rochoso**

Tese apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Doutor pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio.

Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof.^a Anna Laura Lopes da Silva Nunes

Coorientadora

Programa de Engenharia Civil – COPPE/UFRJ

Prof. Adriano Frutuoso Silva

Departamento de Engenharia Civil – Universidade Federal de Roraima/UFRR

Prof. Fernando Artur Brasil Danziger

Programa de Engenharia Civil – COPPE/UFRJ

Prof. Paulo César de Almeida Maia

Centro de Ciência e tecnologia – Universidade Estadual do Rio de Janeiro/UENF

Prof. Sérgio Augusto Barreto da Fontoura

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Tiago de Jesus Souza

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia – UFSCar

Rio de Janeiro, 31 de outubro de 2023

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, do autor e do orientador.

Patrícia Martins Lopes

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Estadual de Londrina - PR em 2016 e obteve seu grau de Mestre em Engenharia Civil (com ênfase em Geotecnia) pela Universidade Federal do Rio de Janeiro em 2019. Atua como Engenheira Geotécnica na Geocoba.

Ficha Catalográfica

Lopes, Patrícia Martins

Estabilidade de talude no AHE Simplício em função da alteração do material rochoso / Patrícia Martins Lopes; orientador: Alberto S. F. J. Sayão; co-orientador: Anna Laura L. S. Nunes. – 2023.

195 f. : il. color. ; 30 cm

Tese (doutorado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2023.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Alterabilidade. 3. Comportamento de rochas e juntas. 4. Estabilidade de taludes. I. Sayão, Alberto S. F. J. II. Nunes, Anna Laura Lopes da Silva. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. IV. Título.

CDD: 624

Ao meu noivo e futuro marido, Airam,
por todo apoio e suporte.

Agradecimentos

A Deus, por toda força e coragem que me permitiram caminhar com fé e perseverança.

Ao meu noivo e futuro marido, Airam, por todo apoio e incentivo durante o doutorado e, principalmente, por depositar tanta confiança em meu potencial. Sem você, o caminho teria sido muito mais árduo.

À minha família, pelo apoio e pela fé que sempre dedicaram a mim. Vocês são a motivação para todas as minhas conquistas.

Aos meus orientadores, Alberto Sayão e Anna Laura Nunes, por toda dedicação destinada à minha pesquisa e pelas contribuições que enriqueceram esta tese.

À minha amiga Lays D'Hyppolito, com quem dividi anseios e percepções durante toda pesquisa.

Aos meus amigos da PUC-Rio, da COPPE-UFRJ e da Geocoba, pelo incentivo e companheirismo.

Ao Grupo de Pesquisa de Alterabilidade da PUC-Rio e COPPE-UFRJ, sem o qual esta pesquisa não seria possível.

Aos membros da banca, professores Adriano Frutuoso, Fernando Danziger, Paulo Maia, Sérgio Fontoura e Tiago Souza, pela avaliação do trabalho e contribuições.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pela concessão de bolsa de doutorado.

Às Políticas Públicas de Acesso e Permanência no Ensino Superior Público do Brasil, sem as quais não seria possível alcançar tudo o que conquistei até aqui.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

À PUC-Rio, por ter me concedido isenção das taxas durante o doutorado.

À Empresa Furnas Centrais Elétricas S.A. pela disponibilização de informação e material do empreendimento do Aproveitamento Hidrelétrico de Simplício.

À Geocoba pela flexibilidade e apoio para realização deste trabalho.

Resumo

Lopes, Patrícia Martins; Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim (orientador); Nunes, Anna Laura Lopes da Silva. **Estabilidade de talude no AHE Simplício em função da alteração do material rochoso**. Rio de Janeiro, 2023. 195 p. Tese de Doutorado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

A alteração de rochas e juntas provoca modificações em suas propriedades, levando à redução da resistência do maciço rochoso e, conseqüentemente, à redução da segurança das obras de engenharia. O processo de alteração modifica o material e altera seu comportamento geomecânico. Esta pesquisa apresenta os estudos realizados para avaliação do comportamento mecânico das juntas rochosas dos maciços de gnaiss que compõem o circuito hidráulico do Aproveitamento Hidrelétrico Simplício, em função de sua alteração. Foram realizadas compilação e análise de dados obtidos em pesquisas anteriores, para parametrização das juntas em diferentes níveis de alteração. As análises de estabilidade determinísticas mostraram que o processo de alteração das juntas de gnaiss pode reduzir significativamente o fator de segurança do talude, em até metade de seu valor inicial. Além disso, as análises probabilísticas mostraram um aumento da probabilidade de ruptura de aproximadamente 10% entre as classes de alteração estudadas. Os resultados mostram a importância da avaliação do nível de alteração das juntas nos projetos de engenharia.

Palavras – chave

Alterabilidade; Comportamento de rochas e juntas; Estabilidade de taludes

Abstract

Lopes, Patrícia Martins; Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim (orientador); Nunes, Anna Laura Lopes da Silva. **Slope stability at Simplicio Hydroelectric Complex due to alteration of rocky material.** Rio de Janeiro, 2023. 195 p. Tese – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Rock and joint alteration leads to modifications in their properties, resulting in a reduction of rock mass strength and consequently a decrease in the safety of engineering structures. The alteration process changes the material and alters its geomechanical behavior. This research presents the studies conducted to evaluate the mechanical behavior of rock joints in the gneiss massifs that make up the hydraulic circuit of the Simplicio Hydroelectric Plant due to their alteration. Compilation and analysis of data from previous research were carried out to parameterize the joints at different levels of alteration. Deterministic stability analyses showed that the alteration process of gneiss joints can significantly reduce the slope safety factor by up to half of its initial value. Furthermore, probabilistic analyses revealed an increase in failure probability of approximately 10% among the studied alteration classes. The results underscore the importance of assessing the level of joint alteration in engineering projects.

Keywords

Alterability, rock and joint behavior, slope stability analysis.

Sumário

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	OBJETIVOS DO TRABALHO	2
1.2	ESTRUTURA DA TESE	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1	JUNTAS ROCHOSAS.....	5
2.2	CARACTERIZAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES.....	7
2.2.1	Orientação.....	7
2.2.2	Espaçamento	8
2.2.3	Persistência.....	9
2.2.4	Rugosidade	10
2.2.5	Resistência das juntas	11
2.2.6	Abertura	16
2.2.7	Preenchimento.....	18
2.2.8	Percolação	18
2.2.9	Número de famílias.....	19
2.2.10	Tamanho dos blocos.....	19
2.3	CRITÉRIO DE BARTON-BANDIS.....	21
2.3.1	Resistência ao cisalhamento de juntas	21
2.3.2	Efeito de escala.....	25
2.3.3	Crítério de Barton-Bandis.....	29
2.4	ALTERAÇÃO DE ROCHAS E JUNTAS.....	30
2.4.1	Alteração e alterabilidade de rochas	31
2.4.2	Efeitos da alteração	34
2.4.3	Ensaio para avaliação da alteração	35
2.4.4	Avaliação da alteração.....	38
2.5	MARTELO SCHMIDT.....	40
2.5.1	Correlações.....	45
2.6	ESTABILIDADE DE TALUDES	48
2.6.1	Análise determinística	49
2.6.2	Análise probabilística	50
2.6.3	Método da Aproximação de Primeira Ordem da Variância (FOSM)	54

2.6.4	Método de Monte Carlo (MMC).....	57
3	AHE SIMPLÍCIO, MATERIAIS E METODOLOGIA	59
3.1	GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA.....	60
3.2	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS ESTUDADOS.....	63
3.2.1	Solo residual e estruturas reliquias.....	63
3.2.2	Gnaiss Simplício	66
3.2.2.1	Amostras de sondagem ensaiadas por Salles (2013).....	67
3.2.2.2	Amostras ensaiadas por Lopes (2019)	71
3.3	RESULTADOS EXPERIMENTAIS OBTIDOS NAS PESQUISAS ANTERIORES.....	72
3.3.1	Estudos conduzidos por Oliveira (2017)	72
3.3.2	Estudos conduzidos por Steffens (2018)	76
3.3.2.1	Ensaio de cisalhamento direto	77
3.3.2.2	Ensaio de Martelo Schmidt	80
3.3.3	Estudos conduzidos por Lopes (2019).....	82
3.4	METODOLOGIA DA PESQUISA	87
4	DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	89
4.1	PARÂMETROS DE LABORATÓRIO	89
4.1.1	Resistência à compressão das juntas - JCS.....	90
4.1.2	Ângulo de atrito residual das juntas - ϕ_r	91
4.1.3	Coeficiente de rugosidade das juntas – JRC	92
4.1.4	Peso específico da rocha.....	95
4.1.5	Ângulo de atrito das juntas (ϕ).....	95
4.2	PARÂMETROS DE CAMPO – EFEITO DE ESCALA	100
4.3	DEFINIÇÃO DO DESVIO PADRÃO DAS VARIÁVEIS INDEPENDENTES.....	102
4.3.1	Resistência à compressão das juntas - JCS.....	102
4.3.2	Coeficiente de rugosidade das juntas – JRC	103
4.3.3	Peso específico da rocha.....	104
4.3.4	Ângulo de atrito da junta (ϕ)	104
4.3.5	Histogramas de frequência	104
4.4	DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DA SEÇÃO	106
4.4.1	Nível d'água	109
4.5	DIRETRIZES PARA DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS.....	110

5	ANÁLISES DE ESTABILIDADE.....	112
5.1	CENÁRIOS DE ANÁLISES.....	112
5.2	ANÁLISES DOS PARÂMETROS.....	114
5.3	ANÁLISES DE ESTABILIDADE DETERMINÍSTICAS.....	122
5.4	ANÁLISES DE ESTABILIDADE PROBABILÍSTICAS	128
5.4.1	Análises por FOSM.....	128
5.4.2	Análises pelo Método de Monte Carlo	134
5.4.3	Comparação entre os métodos probabilísticos	139
5.5	CORRELAÇÃO COM AS CLASSES DE ALTERAÇÃO DA ISRM (1978).....	141
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	145
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	150
	APÊNDICE I.....	162

Lista de Figuras

Figura 2.1 – Descontinuidades em maciço de gnaiss – Costa Brava, RJ (Lopes, 2019).	5
Figura 2.2 – Comportamento mecânico de rochas: (a) deformação em função da força/tensão aplicadas; (b) domínios de deformação natural em função de temperatura e pressão hidrostática (Teixeira <i>et al.</i> , 2000).....	6
Figura 2.3 – Características das descontinuidades (Nunes, 2009).	7
Figura 2.4 – Representação da orientação de uma descontinuidade (Nunes, 2009).	8
Figura 2.5 – Exemplos de: (a) baixa e elevada persistência; (b) descontinuidade persistente e não-persistente (adaptado de Nunes, 2009).	10
Figura 2.6 – Perfis típicos de rugosidade com comprimento de cada perfil variando entre 1 e 10 m (adaptado de ISRM, 1978).	11
Figura 2.7 – Envoltória de ruptura de Patton para descontinuidades rugosas (Hoek, 2000).....	13
Figura 2.8 – Perfis típicos de rugosidade para determinação visual do JRC propostos por Barton & Choubey, 1977 (Nunes, 2009).....	14
Figura 2.9 – Representação esquemática de abertura e largura da descontinuidade (Nunes, 2009).....	17
Figura 2.10 – Exemplos de formas de blocos: a) em blocos; b) tabular; c) colunar; d) irregular (ISRM, 1978).....	20
Figura 2.11 – Resultados típicos do ensaio de cisalhamento direto (Barton <i>et al.</i> , 2023).	24
Figura 2.12 – Correção do efeito de escala para JRC (Barton & Bandis, 1982).	27
Figura 2.13 – Correção do efeito de escala para JCS (Barton & Bandis, 1982).	27
Figura 2.14 – Modelo tensão-deformação e dilatação-deformação de juntas com três diferentes dimensões de amostra (Barton, 1982).....	28
Figura 2.15 – Ordem de alteração química das rochas (Maia, 2001).....	33
Figura 2.16 - Classificação dos ensaios para avaliação da degradação. .	36

Figura 2.17 - Equipamento soxhlet convencional para ensaios de lixiviação contínua (Maia, 2001).	37
Figura 2.18 - Realização de ensaio com Martelo Schmidt (Lopes, 2019).41	
Figura 2.19 - Esquema simplificado de funcionamento do Martelo Schmidt (adaptado de Aydin, 2009).	42
Figura 2.20 - Ábaco de correlação entre o valor de rebote (R) e a resistência à compressão da rocha (Deere & Miller, 1966; Hoek & Bray, 1981).	45
Figura 2.21 - Função densidade de probabilidade de FS para casos A e B (adaptado de Sandroni & Sayão, 1992).	51
Figura 2.22 - Métodos probabilísticos aplicados a funções de engenharia para obtenção da distribuição de probabilidade da variável dependente que define o indicador de desempenho (Assis <i>et al.</i> , 2018).	53
Figura 3.1 - Mapa do AHE-Simplício e vias de acesso (Marchesi, 2008). 59	
Figura 3.2 - Localização da Faixa Ribeira em Planta e Corte (Marchesi, 2008).	61
Figura 3.3 - Alinhamento topográfico marcante da Zona de Cisalhamento do Rio Paraíba do Sul entre os municípios de Além Paraíba e Sapucaia (Marchesi, 2008).	62
Figura 3.4 - Geometria do talude de escavação do desemboque do túnel 5A (Machado, 2012).	64
Figura 3.5 - Seção transversal da escavação do desemboque do túnel 5A (Machado, 2012).	64
Figura 3.6 - Traços das estruturas reliquiárias na face do talude (Machado, 2012).	65
Figura 3.7 - Estrutura reliquiar com material preto na superfície (Machado, 2012).	66
Figura 3.8 - Estruturas reliquiárias: (a) elevação 303,30 (b) elevação 299,25 (Machado, 2012).	66
Figura 3.9 - Testemunho recuperado do furo de sondagem SR – 657: Profundidade de 0,00 a 8,82m (Salles, 2013).	68
Figura 3.10 - Testemunho recuperado do furo de sondagem SR – 657: Profundidade de 8,82 a 15,96m (Salles, 2013).	69
Figura 3.11 - Testemunho recuperado do furo de sondagem SR – 657: Profundidade de 15,96 a 23,22m (Salles, 2013).	69

Figura 3.12 - Testemunho recuperado do furo de sondagem SR – 657: Profundidade de 23,22 a 30,59m (Salles, 2013).	70
Figura 3.13 – Conjunto de amostras selecionadas para classificação (Lopes, 2019).	71
Figura 3.14 –Martelo Schmidt HT225 (Oliveira, 2017).	73
Figura 3.15 – Ábaco de correlação entre o rebote e a resistência à compressão para o Martelo Schmidt HT225 (Oliveira, 2017).	73
Figura 3.16 – Sistema de fixação da amostra com morsa: (a) medição do rebote das juntas com o martelo na horizontal e (b) medição do rebote da rocha intacta com o martelo perpendicular à geratriz da amostra (Oliveira, 2017).	74
Figura 3.17 – Juntas típicas classificadas em alteradas (a, b, c) e inalteradas (d, e, f) (Oliveira, 2017).	74
Figura 3.18 – Equipamento de cisalhamento direto (Steffens, 2018).	77
Figura 3.19 – Sistema de aplicação de carga (Steffens, 2018).	78
Figura 3.20 – Contato da junta após encapsulamento em moldes de gesso (Steffens, 2018).	78
Figura 3.21 – Curvas tensão cisalhante vs. deslocamento horizontal – Junta 0h-2 (Steffens, 2018).	79
Figura 3.22 – Envoltória de resistência – Junta 0h-2 (Steffens, 2018).	79
Figura 3.23 – Valores de rebote em função do grau de alteração das juntas (Steffens, 2018).	81
Figura 3.24 – Resistência à compressão determinados em laboratório, CP e por Martelo Schmidt, J (Steffens, 2018).	82
Figura 3.25 – Conjunto de amostras selecionadas para classificação (Lopes, 2019).	83
Figura 3.26 – Realização do ensaio de Martelo Schmidt em campo (Lopes, 2019).	84
Figura 3.27 – Correlação entre resistência à compressão uniaxial e valor de rebote com martelo tipo N para o gnaisse da região de Simplício (Lopes, 2019).	86
Figura 3.28 – Fluxograma da metodologia adotada desta pesquisa.	88
Figura 4.1 – Envoltória de resistência para determinação do ângulo de atrito residual para as juntas planas não alteradas.	92

Figura 4.2 – Envoltórias de resistência para determinação do ângulo de atrito das juntas rugosas com tempo de alteração em laboratório igual à 0h.	96
Figura 4.3 – Envoltórias de resistência para determinação do ângulo de atrito das juntas rugosas com tempo de alteração em laboratório igual à 600h.	96
Figura 4.4 – Envoltórias de resistência para determinação do ângulo de atrito das juntas rugosas com tempo de alteração em laboratório igual à 1200h.	97
Figura 4.5 – Envoltórias de resistência para determinação do ângulo de atrito das juntas rugosas com tempo de alteração em laboratório igual à 2400h.	97
Figura 4.6 – Envoltórias de resistência para determinação do ângulo de atrito das juntas rugosas com tempo de alteração em laboratório igual à 4800h.	98
Figura 4.7 – Envoltórias de resistência para determinação do ângulo de atrito das juntas rugosas com tempo de alteração em laboratório igual à 8300h.	98
Figura 4.8 – Histograma de frequência dos valores de rebote obtidos por Oliveira (2017), Steffens (2018) e Lopes (2019).	105
Figura 4.9 – Distribuição de frequência dos valores de JCS obtidos por Oliveira (2017), Steffens (2018) e Lopes (2019).	105
Figura 4.10 – Distribuição de frequência dos valores de JRC.	106
Figura 4.11 – Início do Canal 1 e PCH Anta – vista aérea (Donha Filho, 2011).	107
Figura 4.12 – Início do Canal 1 – vista aérea (Donha Filho, 2011).	108
Figura 4.13 – Final do Canal 1 e emboque do Túnel 1 – vista aérea (Motta et al., 2009).	108
Figura 4.14 – Canal 3 – Geometria (Motta <i>et al.</i> , 2009).	109
Figura 4.15 – Geometria esquemática definida para as análises de estabilidade desta pesquisa.	109
Figura 5.1 – Dispersão dos valores de JRC, ângulo de atrito de pico e ângulo de atrito.	116

Figura 5.2 – Variação do ângulo de atrito das juntas de gnaiss para cada nível de alteração.....	116
Figura 5.3 – Variação do ângulo de atrito de pico das juntas de gnaiss para cada nível de alteração.	117
Figura 5.4 – Variação do JRC das juntas de gnaiss para cada nível de alteração.....	117
Figura 5.5 – Redução de JCS das juntas de gnaiss para cada nível de alteração.....	118
Figura 5.6 – Tensão cisalhante de pico e última por tensão normal e trajetórias de estimadas pelo modelo de Barton-Bandis (B-B) para parâmetros obtidos em laboratório.....	119
Figura 5.7 – Trajetórias de tensão pelo modelo de Barton-Bandis (B-B) para parâmetros de laboratório e de campo.....	120
Figura 5.8 – Trajetórias de tensão pelo modelo de Barton-Bandis (B-B) para parâmetros de laboratório, considerando todos os níveis de alteração.	121
Figura 5.9 – Trajetórias de tensão pelo modelo de Barton-Bandis (B-B) para parâmetros de campo, considerando todos os níveis de alteração.....	121
Figura 5.10 – Resultado das análises de estabilidade com parâmetros de laboratório: (a) Cenário 1, (b) Cenário 2, (c) Cenário 3, (d) Cenário 4 e (e) Cenário 5.....	123
Figura 5.11 – Resultado das análises de estabilidade com parâmetros de laboratório: (a) Cenário 6, (b) Cenário 7, (c) Cenário 8, (d) Cenário 9 e (e) Cenário 10.....	124
Figura 5.12 – Resultado das análises de estabilidade com parâmetros de campo: (a) Cenário 1, (b) Cenário 2, (c) Cenário 3, (d) Cenário 4 e (e) Cenário 5.....	125
Figura 5.13 – Resultado das análises de estabilidade com parâmetros de campo: (a) Cenário 6, (b) Cenário 7, (c) Cenário 8, (d) Cenário 9 e (e) Cenário 10.....	126
Figura 5.14 – Relevância de cada parâmetro na variância do fator de segurança - Cenário 8.....	132
Figura 5.15 – Distribuição de probabilidade de JCS, com destaque para valores que geraram $FS < 1,0$ em rosa – Cenário 4 – Campo.....	137

Figura 5.16 – Distribuição de probabilidade de JRC, com destaque para valores que geraram $FS < 1,0$ em rosa – Cenário 4 – Campo..... 138

Figura 5.17 – Distribuição de probabilidade do ângulo de atrito, com destaque para valores que geraram $FS < 1,0$ em rosa – Cenário 4 – Campo. 138

Figura 5.18 – Distribuição de probabilidade da densidade, com destaque para valores que geraram $FS < 1,0$ em rosa – Cenário 4 – Campo..... 138

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 – Classificação de espaçamento entre descontinuidades (ISRM, 1978).	9
Tabela 2.2 – Classificação de persistência das descontinuidades (ISRM, 1978).	10
Tabela 2.3 – Valores típicos de ângulo de atrito básico para diferentes tipos de rocha e condições de umidade (Barton & Choubey, 1977).	15
Tabela 2.4 – Estimativa de resistência à compressão do material a partir de avaliações de campo (ISRM, 1978).	16
Tabela 2.5 – Classificação de abertura da descontinuidade (ISRM, 1978).	17
Tabela 2.6 – Descrição do número de famílias do maciço rochoso (ISRM, 1978).	19
Tabela 2.7 – Classificação do maciço rochoso em função das características dos blocos (ISRM, 1978).	20
Tabela 2.8 – Estimativa da redução do peso específico da rocha em função do grau de alteração.	35
Tabela 2.9 – Sistema de classificação das rochas em função da alteração (ISRM, 1978).	40
Tabela 2.10 - Correlações entre o rebote do martelo Schmidt e a resistência à compressão uniaxial e o módulo de elasticidade.	46
Tabela 2.11 – Parâmetro de confiabilidade para a distribuição normal (Harr, 1987).	58
Tabela 3.1 - Identificação, localização e nível de alteração dos testemunhos de sondagem (Salles, 2013).	68
Tabela 3.2 - Valores de RQD para a sondagem SR-657 (Salles, 2013).	70
Tabela 3.3 – Valores médios de rebote e resistência à compressão para as juntas em função do grau de alteração (Oliveira, 2017).	75
Tabela 3.4 – Classificação do grau de alteração das juntas (Steffens, 2018).	80
Tabela 3.5 – Valores médios de rebote obtidos para cada nível de alteração das amostras com Martelo Schmidt tipo N (Lopes, 2019).	83

Tabela 3.6 – Comparação de valores de rebote médio com Martelo Schmidt tipo N obtidos por Oliveira (2017), Steffens (2018) e Lopes (2019).	85
Tabela 4.1 – Nível de alteração definido de acordo com o tempo de alteração.....	90
Tabela 4.2 – Valores médios de rebote obtidos em laboratório para cada tempo de alteração das amostras e JCS calculado por meio da equação proposta por Lopes (2019) para a resistência à compressão do gnaiss da região de Simplício.....	90
Tabela 4.3 – Valores médios de JCS obtidos por nível de alteração.	91
Tabela 4.4 – Valores de JRC por tempo de alteração para juntas rugosas.	93
Tabela 4.5 – Valores médios de JRC por nível de alteração.	95
Tabela 4.6 – Peso específico obtido para cada nível de alteração por meio da redução proposta por Barton (1978) em função da alteração do material.	95
Tabela 4.7 – Valores de ângulo de atrito obtidos para cada tempo de alteração.....	99
Tabela 4.8 – Valores de ângulo de atrito das juntas rugosas por nível de alteração.....	99
Tabela 4.9 – Valores de JCS e JRC de campo por tempo de alteração.	100
Tabela 4.10 – Valores de JCS e JRC de campo por nível de alteração.	101
Tabela 4.11 – Peso específico de campo obtida para cada nível de alteração por meio da redução proposta por Barton (1978) em função da alteração do material.....	101
Tabela 4.12 – Desvio padrão médio dos valores de rebote encontrados para os ensaios realizados por Steffens (2018), para cada tempo de alteração.	103
Tabela 4.13 – Desvio padrão médio dos valores de rebote encontrados por Steffens (2018) para juntas rugosas por tempo de alteração.....	103
Tabela 5.1 – Cenários de análise para juntas rugosas e respectivos níveis de alteração.....	113
Tabela 5.2 – Cenários de análise para juntas rugosas e parâmetros considerados.....	113

Tabela 5.3 – Desvio padrão considerado nas análises probabilísticas, para os cenários de laboratório e de campo.	114
Tabela 5.4 – Nível de alteração definido de acordo com o tempo de alteração.....	115
Tabela 5.5 – Parâmetros utilizados para cada nível de alteração.....	122
Tabela 5.6 – Fatores de segurança determinísticos.....	127
Tabela 5.7 – Exemplo da aplicação do método de FOSM para o Cenário 1 de laboratório.	130
Tabela 5.8 – Resultados obtidos nas análises por FOSM.....	130
Tabela 5.9 – Influência percentual de cada parâmetro na variância do FS – Método de Spencer.....	132
Tabela 5.10 – Influência de cada parâmetro na variância do FS – Método GLE.....	133
Tabela 5.11 – Resultados obtidos nas análises pelo Método de Monte Carlo – Método de Spencer.....	135
Tabela 5.12 – Resultados obtidos nas análises pelo método de Monte Carlo – Método GLE.....	136
Tabela 5.13 – Comparação entre os resultados obtidos por FOSM e MMC – Método de Spencer.....	139
Tabela 5.14 – Comparação entre os resultados obtidos por FOSM e MMC – Método GLE.....	140
Tabela 5.15 – Correspondência entre os níveis de alteração deste trabalho e as classes definidas pela ISRM (1978).	142
Tabela 5.16 – FS determinísticos e probabilísticos para cada Classe de alteração definida pela ISRM (1978) - Spencer.....	143
Tabela 5.17 – FS determinísticos e probabilísticos para cada Classe de alteração definida pela ISRM (1978) - GLE.....	143

1 INTRODUÇÃO

A alteração dos materiais rochosos ocorre em função da exposição das rochas aos agentes de intemperismos físico e químico e, desta forma, é resultado de um processo geológico. Alterações físicas e químicas provocadas por esta exposição podem modificar as propriedades dos maciços e levar à perda de qualidade geomecânica em decorrência do surgimento de fissuras, da alteração dos minerais e da redução da resistência do material (Guidicini & Nieble, 1983; Teixeira *et al.*, 2000; Maia, 2001; Maia *et al.*, 2002 e 2003; Press *et al.*, 2006).

A alteração das rochas e de suas descontinuidades pode resultar em problemas como redução da resistência e da coesão entre os minerais do material, aumento da deformabilidade e da permeabilidade, podendo resultar até na desintegração dos blocos. Compreender este processo possibilita a previsão do comportamento dos maciços rochosos ao longo do tempo e, conseqüentemente, a previsão do tempo necessário para realização de manutenções e/ou ações preventivas.

Sendo assim, a importância dos estudos de alterabilidade reside na maior compreensão dos processos de alteração e de suas conseqüências no comportamento geomecânico das rochas, permitindo a previsão do comportamento ao longo do tempo.

A presente pesquisa busca avaliar a influência da alteração das juntas de gnaiss no comportamento mecânico dos taludes dos canais do AHE Simplício e faz parte de um conjunto de estudos realizados ao longo dos últimos 20 anos pelo Grupo de Pesquisa de Alterabilidade da PUC-Rio e COPPE-UFRJ, coordenado pelos Professores Alberto Sayão e Anna Laura Nunes.

Dentre as pesquisas realizadas pelo grupo destacam-se os trabalhos de Maia (2001), Maia *et al.* (2002, 2003) realizados nos maciços das barragens de Marimbondo e Serra da Mesa e as pesquisas desenvolvidas nos maciços do Aproveitamento Hidrelétrico de Simplício por Machado (2012), Salles (2013), Oliveira (2017), Steffens (2018) e desta autora (Lopes, 2019).

As pesquisas foram desenvolvidas após uma série de rupturas recorrentes ocorridas durante as escavações dos canais do AHE Simplício, devido ao alívio de tensões e ao nível de alteração dos materiais rochosos do empreendimento. Tais pesquisas tiveram como objetivo avaliar a influência da alteração da rocha gnáissica de Simplício nas rupturas dos taludes dos canais em rocha e em solo residual de gnaiss.

Dentre as pesquisas citadas, os estudos conduzidos por Oliveira (2017), Steffens (2018) e Lopes (2019) são os que dão embasamento para o presente trabalho.

Em resumo, Oliveira (2017) desenvolveu uma proposta para a caracterização de juntas naturalmente alteradas, utilizando os testemunhos recuperados das sondagens realizadas em Simplício. Para isso, a resistência à compressão das juntas foi determinada a partir de ensaios com o Martelo Schmidt.

Steffens (2018) avaliou o comportamento mecânico de juntas dos testemunhos das sondagens, as quais foram alteradas em diferentes níveis por meio de ensaios de alteração acelerada no equipamento de percolação e submetidas aos ensaios de cisalhamento direto e de Martelo Schmidt.

Por sua vez, esta autora (Lopes, 2019) realizou ensaios de Martelo Schmidt em taludes expostos ao processo natural de intemperismo e em amostras sujeitas à alteração natural ao longo de 10 anos, possibilitando o desenvolvimento de relações empíricas para previsão do comportamento do material em função da resistência à compressão, do rebote do martelo e do tempo de alteração.

1.1 OBJETIVOS DO TRABALHO

O principal objetivo desta pesquisa é analisar por meio dos estudos de alterabilidade e de análises de estabilidade determinísticas e probabilísticas, a influência da alteração das juntas nos parâmetros de resistência do gnaiss do AHE Simplício e a magnitude com que cada parâmetro pode afetar a estabilidade dos taludes rochosos do empreendimento.

Para isto, são utilizados resultados obtidos em ensaios de laboratório e de campo provenientes de pesquisas anteriores, conforme citado anteriormente. Além disso, por meio de modelagem dos canais do Aproveitamento Hidrelétrico de Simplício, é possível obter os parâmetros de resistência das juntas correspondentes a cada nível de alteração ensaiado. A partir destes parâmetros e das correlações de comportamento das juntas de gnaiss, determina-se o fator de segurança e a probabilidade de ruptura do talude para diferentes níveis de alteração do material e a determinação da relevância de cada parâmetro na probabilidade de ruptura do maciço.

Sendo assim, os objetivos específicos para desenvolvimento desta pesquisa são:

- i. Análises e consolidação das propriedades de resistência em função da variação da alteração de amostras, corpos de prova de testemunhos e maciços dos taludes no AHS;
- ii. Definição dos parâmetros geotécnicos a serem utilizados nas análises de estabilidade;
- iii. Definição dos desvios padrões estatísticos das variáveis independentes;
- iv. Modelagem geométrica da seção esquemática de análise, representativa dos canais de Simplício, em especial do Canal 1, que sofreram rupturas recorrentes durante a construção do empreendimento;
- v. Simulação da estabilidade dos canais de Simplício por meio de análises determinísticas utilizando o critério de ruptura de Barton-Bandis;
- vi. Análise probabilística da estabilidade dos canais;
- vii. Correlação entre os resultados obtidos para cada nível de alteração e as classes definidas pela ISRM (1978).

1.2 ESTRUTURA DA TESE

A estrutura desta tese está dividida em 7 capítulos e um apêndice. Este primeiro capítulo apresenta a importância do estudo, objetivos e o escopo desta tese.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão das principais referências relacionadas ao tema da pesquisa, como juntas rochosas e sua caracterização, critério de Barton-Bandis, alteração, martelo Schmidt e estabilidade de taludes.

O Capítulo 3 traz uma breve descrição da área de estudo, onde foram retiradas as amostras utilizadas nos ensaios de Salles (2013), Oliveira (2017), Steffens (2018) e desta autora (Lopes, 2019).

O Capítulo 4 aborda a metodologia da pesquisa e a definição dos parâmetros geotécnicos de laboratório e de campo, além dos respectivos desvios-padrões.

No Capítulo 5 são apresentados e discutidos os resultados obtidos para a parametrização das juntas e para as análises de estabilidade determinísticas e probabilísticas, além da correlação dos resultados com as Classes de alteração da ISRM (1978).

O Capítulo 6 apresenta as principais conclusões e sugestões para pesquisas futuras, seguido das referências bibliográficas consideradas para o desenvolvimento da pesquisa.

O documento conta ainda com um Apêndice, no qual são apresentadas as tabelas resumo utilizadas para determinação da probabilidade de falha de cada um dos cenários pelo Método de FOSM.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 JUNTAS ROCHOSAS

Maçiços rochosos são formados em geral de uma matriz interconectada de blocos discretos, esses blocos podem ter sido ou não alterados e o contato entre eles pode conter material de preenchimento (Hoek, 2000).

O comportamento mecânico dos maciços rochosos depende das propriedades da rocha intacta, das propriedades das descontinuidades e das tensões in situ. Desta forma, para avaliar o comportamento mecânico dos maciços é necessário entender os fatores que controlam a resistência ao cisalhamento das juntas (Hoek, 2000).

Descontinuidades são estruturas que interrompem a continuidade física do maciço (Figura 2.1) e podem ser divididas em estruturas geológicas tais como falhas, juntas, planos de acamamento, xistosidade e foliação (NBR 6502, 2022a). Estas descontinuidades também podem ser caracterizadas como planos de fraqueza, falhas, zonas de cisalhamento e juntas, além de definir zonas de concentração de tensões e frentes de intemperismo (Hoek, 2000; Vallejo et al., 2002).

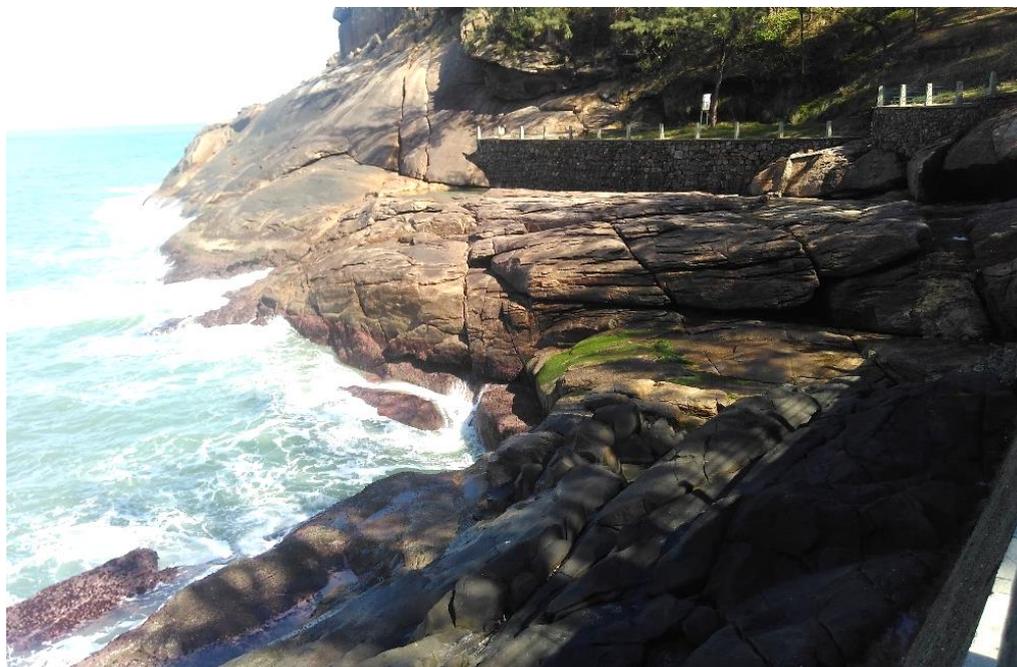


Figura 2.1 – Descontinuidades em maciço de gnaiss – Costa Brava, RJ (Lopes, 2019).

De acordo com Press *et al.* (2006), as fraturas podem ser divididas em dois grupos principais, as juntas e as falhas. As falhas são fraturas em cuja formação ocorreu um deslocamento relativo entre as faces paralelas à fratura, enquanto juntas são discontinuidades ao longo das quais não houve movimento significativo e que, em geral, interceptam superfícies primárias como acamamentos, clivagem e xistosidades. Elas são importantes, pois exercem influência no comportamento mecânico do maciço.

As discontinuidades podem ser formadas em um processo de deformação elástica ou plástica das rochas (Figura 2.2). De modo geral, em grandes profundidades, nas quais ocorrem altas temperatura e pressão, a deformação ocorre no regime elástico, podendo também ser chamado de regime dúctil. Enquanto superficialmente, sob baixas temperatura e pressão, ocorre em regime plástico ou rúptil, podendo ocorrer fraturas e discontinuidades (Teixeira *et al.*, 2000).

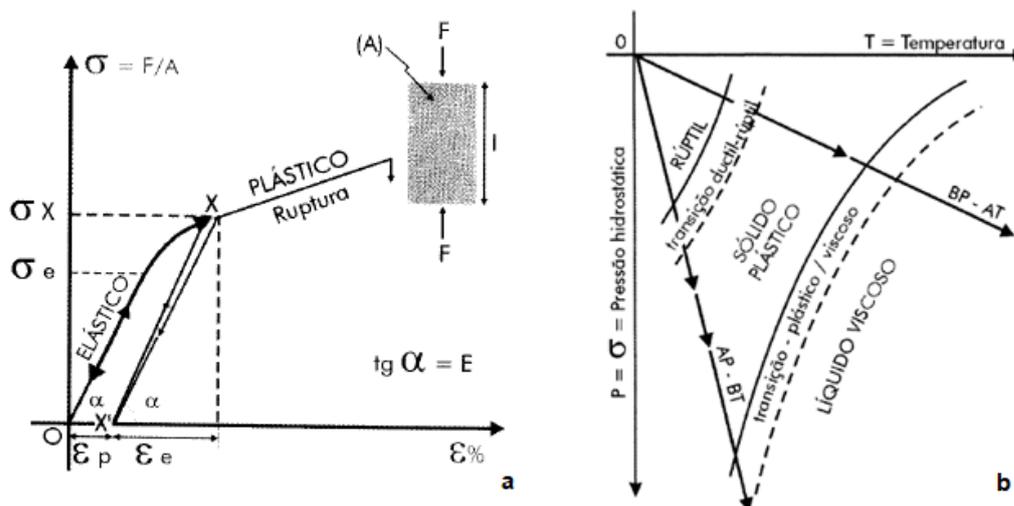


Figura 2.2 – Comportamento mecânico de rochas: (a) deformação em função da força/tensão aplicadas; (b) domínios de deformação natural em função de temperatura e pressão hidrostática (Teixeira *et al.*, 2000).

As propriedades mecânicas que determinam o comportamento das discontinuidades são representadas por sua resistência ao cisalhamento, compressão uniaxial e outras características como orientação, persistência, rugosidade e preenchimento. O estado de tensões em campo

pode determinar o comportamento mecânico global e as deformações dos maciços rochosos (Vallejo *et al.*, 2002; Wyllie & Mah, 2004).

2.2 CARACTERIZAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES

De acordo com a ISRM (1978) são usadas as seguintes características para descrição de descontinuidades: orientação, espaçamento, persistência, rugosidade, resistência das paredes, abertura, preenchimento, percolação, número de famílias e tamanho dos blocos, tais como representadas na Figura 2.3.

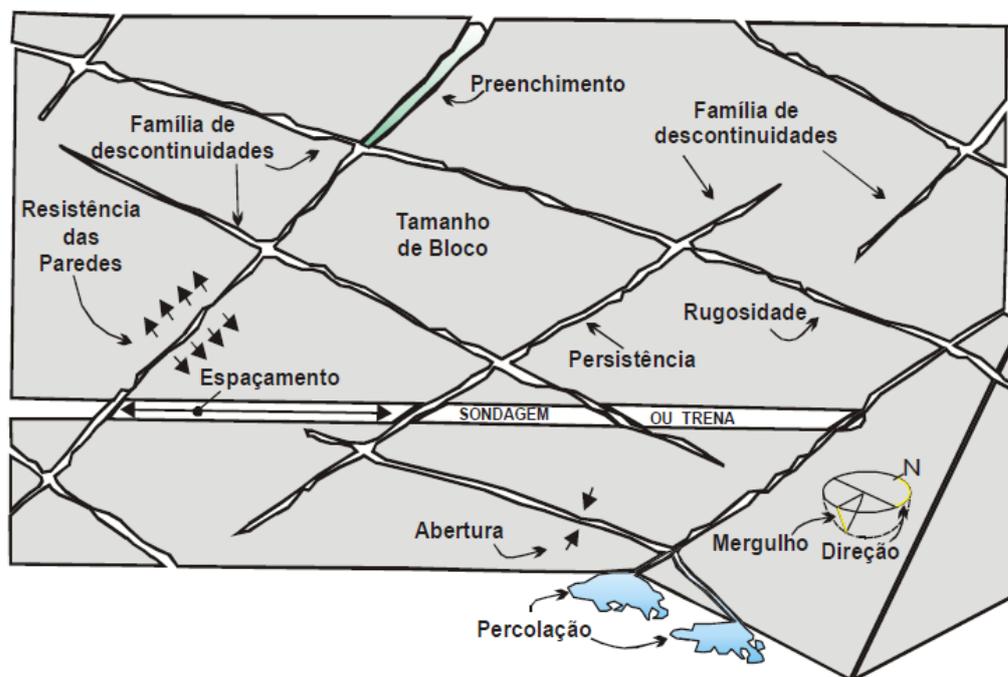


Figura 2.3 – Características das descontinuidades (Nunes, 2009).

2.2.1 Orientação

A orientação é relacionada com a atitude da descontinuidade no espaço, ou seja, com sua direção e mergulho. O mergulho é definido pela linha de declividade máxima medida a partir da horizontal e pode variar entre 0 e 90°. Por sua vez, a direção é o ângulo medido no sentido horário a partir do Norte verdadeiro até a projeção do plano formado pela linha de direção de mergulho, podendo variar entre 0 e 360° (Figura 2.4).

A determinação deste critério é importante, pois a orientação de uma descontinuidade pode resultar em condições instáveis e deformações excessivas, além de definir a forma dos blocos do maciço.

A determinação da orientação pode ser feita por meio de bússola de geólogo e fotogrametria, e seus resultados são, em geral, apresentados por meio de projeções estereográficas ou diagramas de frequência.

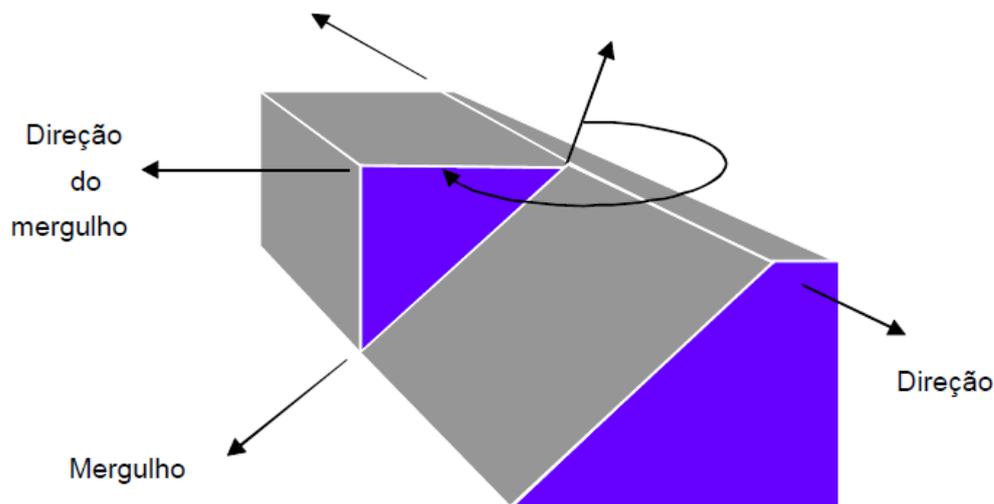


Figura 2.4 – Representação da orientação de uma descontinuidade (Nunes, 2009).

2.2.2 Espaçamento

O espaçamento é caracterizado como a distância perpendicular entre descontinuidades adjacentes. Pequenos espaçamentos podem representar um fraturamento intenso do talude, enquanto grandes espaçamentos podem indicar um comportamento governado pelo intertravamento da rocha.

Este critério é um dos fatores condicionantes para a definição do tamanho do bloco e pode influenciar consideravelmente na permeabilidade e no fluxo do maciço, visto que a condutividade hidráulica apresenta relação inversa ao espaçamento.

De acordo com a ISRM (1978), o espaçamento pode ser medido por meio de trena graduada, com resolução de milímetros, bússola e clinômetro. A medida deve ser feita sempre perpendicular às descontinuidades ou deve-se medir o ângulo entre a trena e cada

descontinuidade, para que seja feito o cálculo da medida perpendicular às juntas. A Tabela 2.1 apresenta a classificação de espaçamento entre descontinuidades.

Quanto à região de amostragem, é recomendado que esta seja 10 vezes maior que o espaçamento estimado e não inferior a 3 metros. Para representação do espaçamento de cada família de descontinuidade, podem ser usados histogramas.

Tabela 2.1 – Classificação de espaçamento entre descontinuidades (ISRM, 1978).

Descrição da descontinuidade	Espaçamento (mm)
Extremamente pouco espaçado	< 20
Muito pouco espaçado	20 - 60
Pouco espaçado	60 - 200
Moderadamente espaçado	200 - 600
Espaçado	600 - 2000
Muito espaçado	2000 - 6000
Extremamente espaçado	> 6000

2.2.3 Persistência

A persistência corresponde à extensão da área ou dimensão da descontinuidade dentro de um plano, ou seja, é estimada pelo comprimento do traço das juntas nas faces do maciço. A determinação deste critério é uma das mais difíceis de serem feitas, isto porque nem sempre as descontinuidades são claras e contínuas.

Sua determinação pode ser feita por meio da medida aproximada de sua extensão em área ou comprimento de penetração. Quando a descontinuidade termina em rocha sã ou em outra descontinuidade, sua persistência diminui.

A Tabela 2.2 apresenta a classificação de persistência, com base em seu comprimento, proposta pelo ISMR (1978) e a Figura 2.5 traz exemplos de descontinuidades consideradas persistente ou não persistentes, e de baixa ou elevada persistência.

Tabela 2.2 – Classificação de persistência das descontinuidades (ISRM, 1978).

Descrição	Persistência (m)
Muito pequena	< 1
Pequena	1 – 3
Média	3 – 10
Grande	10 – 20
Muito grande	> 20

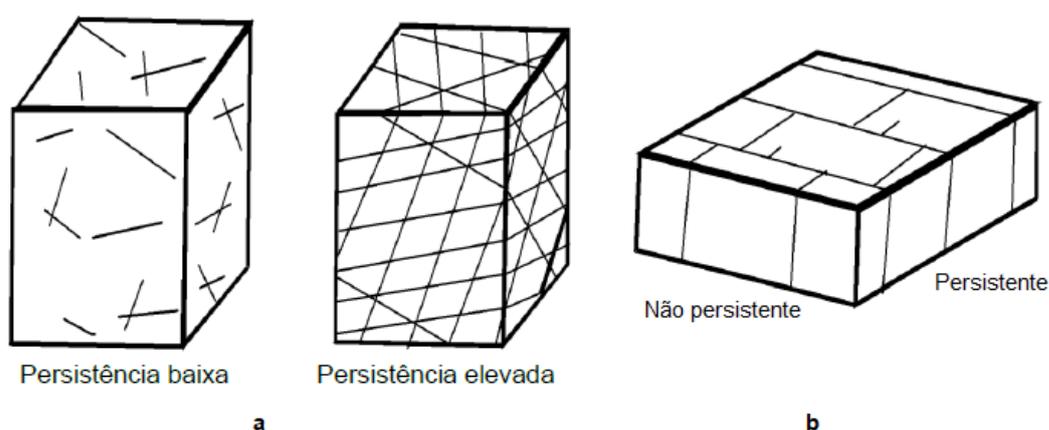


Figura 2.5 – Exemplos de: (a) baixa e elevada persistência; (b) descontinuidade persistente e não-persistente (adaptado de Nunes, 2009).

2.2.4 Rugosidade

A rugosidade é uma característica relacionada à morfologia das paredes das descontinuidades. Ela pode ser dividida em ondulação, cuja escala é métrica e é responsável pelo fenômeno de dilatância durante o cisalhamento; e em rugosidade ou aspereza, cuja escala vai de milimétrica a centimétrica, e tende a romper-se durante o cisalhamento.

Essa característica das descontinuidades aliada à resistência à compressão das paredes pode influenciar significativamente no comportamento mecânico do maciço. Porém, sua importância diminui à medida que critérios como abertura, preenchimento e grau de deslocamento prévio aumentam.

A medição da rugosidade pode ser feita por meio de perfis lineares obtidos com rugosímetro, por meio do método fotogramétrico ou da utilização de perfis típicos de rugosidade, como os perfis mostrados na Figura 2.6.

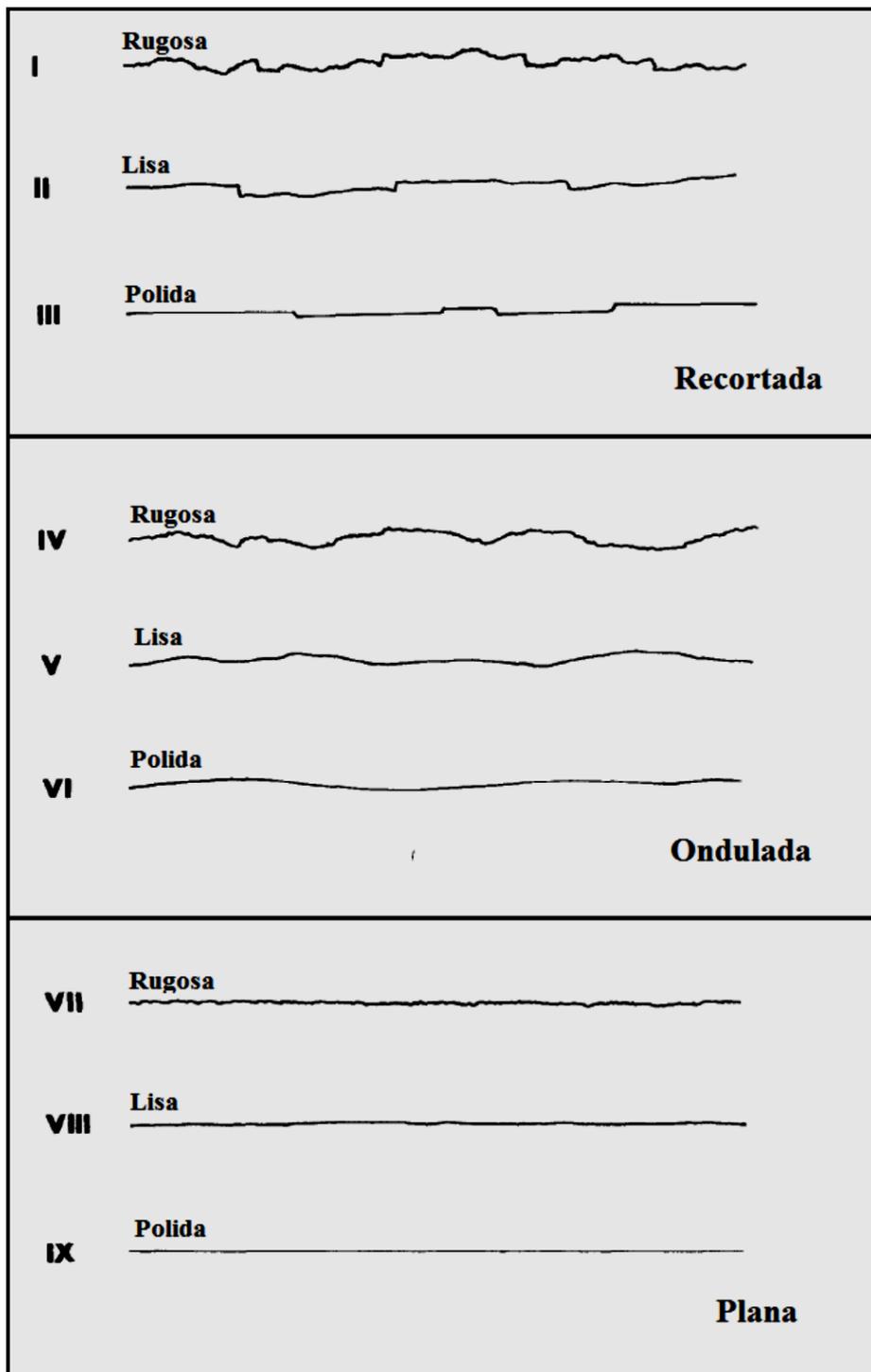


Figura 2.6 – Perfis típicos de rugosidade com comprimento de cada perfil variando entre 1 e 10 m (adaptado de ISRM, 1978).

2.2.5 Resistência das juntas

A resistência ao cisalhamento das juntas está diretamente ligada à sua rugosidade, principalmente em descontinuidades não preenchidas. Esta grandeza tem relação com o ângulo de atrito de pico ou residual,

somado à contribuição da rugosidade. O ângulo de atrito residual depende do tipo de rocha e do seu grau de intemperismo, podendo chegar a valores de 70° para juntas sãs e 15° para juntas muito alteradas, permanecendo estes valores, em geral, na faixa dos 30° a 35°.

Patton (1966) propôs um critério de ruptura que considera a influência dessa rugosidade no cálculo da resistência das descontinuidades. Desta forma, foram propostas duas envoltórias de ruptura, uma para tensões normais reduzidas (Eq. 2.1), ou seja, quando não há cisalhamento das rugosidades, e outra para tensões normais elevadas (Eq. 2.2), quando há o cisalhamento das irregularidades, com conseqüente redução do ângulo de atrito.

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan (\phi_b + i)$$

Eq. 2.1

$$\tau = c_j + \sigma_n \cdot \tan \phi_r$$

Eq. 2.2

Onde:

τ – resistência ao cisalhamento;

σ_n – tensão normal;

ϕ_b – ângulo de atrito básico da descontinuidade;

i – ângulo de inclinação dos dentes;

c_j – coesão aparente da junta; e

ϕ_r – ângulo de atrito residual da descontinuidade.

A envoltória resultante da combinação dessas duas equações é apresentada na Figura 2.7. De acordo com Brady & Brown (1985), o mesmo mecanismo de deslizamento dado pela Eq. 2.1 ocorre em juntas naturais, produzindo envoltórias de resistência ao cisalhamento curvas. A tensão necessária para provocar o cisalhamento das asperezas ($i=0$) varia em função da rugosidade e da resistência da superfície.

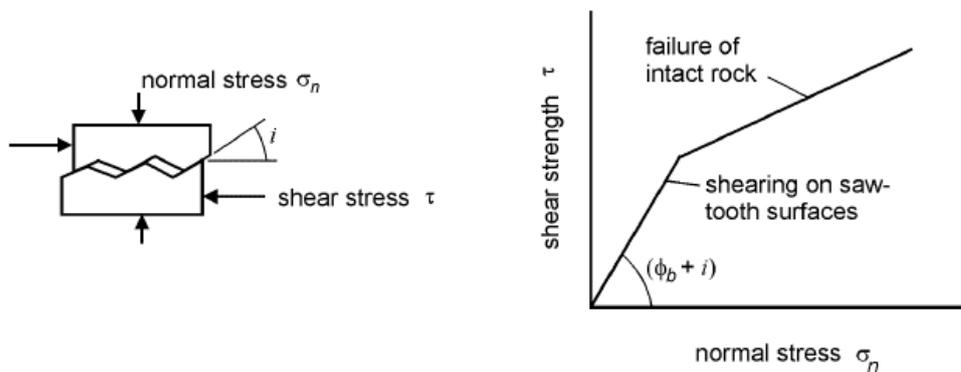


Figura 2.7 – Envoltória de ruptura de Patton para descontinuidades rugosas (Hoek, 2000).

Outro critério de ruptura, desenvolvido por Barton (1973), considera a influência da rugosidade e da resistência à compressão das paredes da descontinuidade e é dado por:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \left(JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_b \right)$$

Eq. 2.3

Onde:

τ – resistência ao cisalhamento;

σ_n – tensão normal;

JRC – coeficiente de rugosidade da descontinuidade (*Joint Roughness Coefficient*);

JCS – resistência à compressão das paredes da descontinuidade (*Joint Compressive Strength*); e

ϕ_b – ângulo de atrito básico da descontinuidade.

O coeficiente de rugosidade da junta (*JRC*) varia entre 0, para superfícies lisas, e 20, para superfícies rugosas. Este coeficiente pode ser estimado por comparação visual com os perfis típicos de rugosidade propostos por Barton & Choubey (1977) e apresentados na Figura 2.8.

Além disso, o coeficiente de rugosidade pode ser estimado por meio de retro análise de ensaios de cisalhamento utilizando a Eq. 2.4, proposta por Barton & Choubey (1977):

$$JRC = \frac{\tan^{-1}\left(\frac{\tau}{\sigma_n}\right) - \phi_b}{\log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)}$$

Eq. 2.4

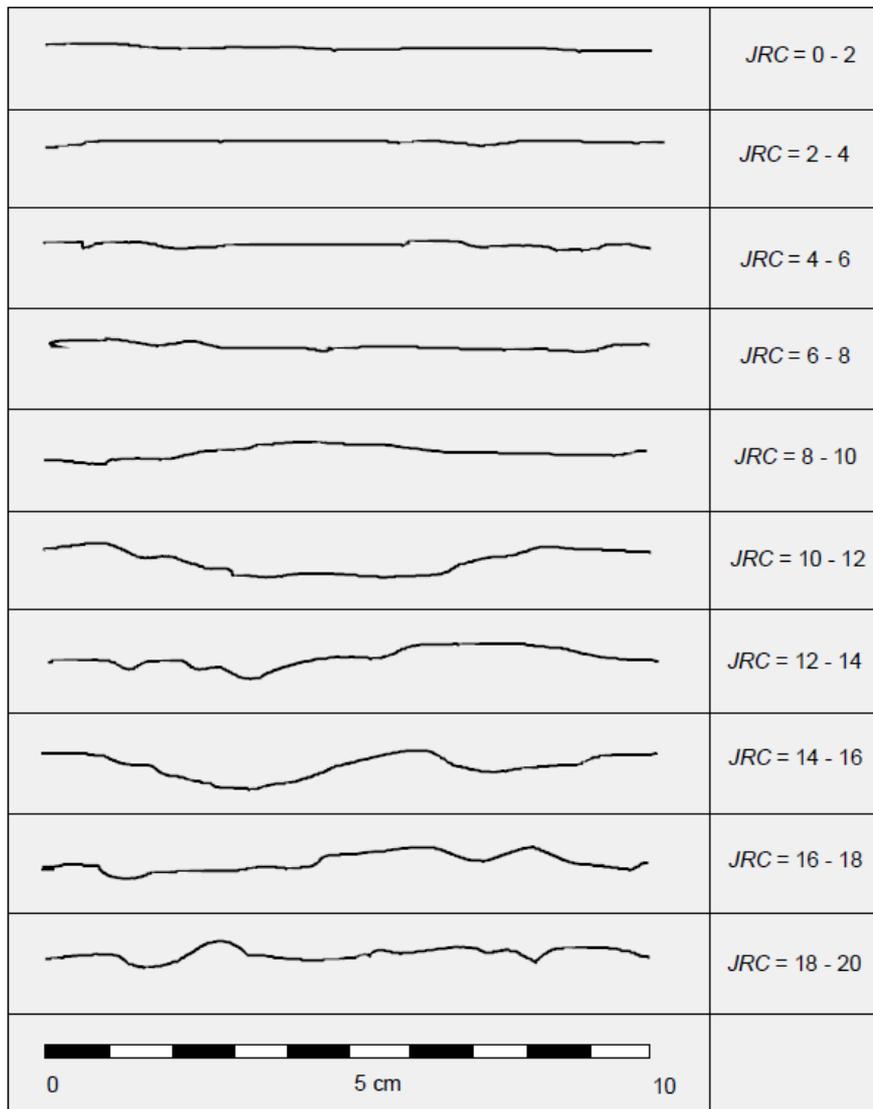


Figura 2.8 – Perfis típicos de rugosidade para determinação visual do JRC propostos por Barton & Choubey, 1977 (Nunes, 2009).

O ângulo de atrito básico é obtido em ensaios de cisalhamento residual em superfícies rochosas planas e não alteradas. Pode ser obtido também em ensaios de cisalhamento direto ou *tilt tests*. Barton & Choubey (1977) apresentam valores de ϕ_b para diferentes tipos de rocha, obtidos em literatura (Tabela 2.3).

Tabela 2.3 – Valores típicos de ângulo de atrito básico para diferentes tipos de rocha e condições de umidade (Barton & Choubey, 1977).

Tipo de rocha	Condição de umidade	Ângulo de atrito básico (ϕ_b)	Referência
A. Rochas sedimentares			
Arenito	Seco	26 – 35	Patton, 1966
Arenito	Úmido	25 - 33	Patton, 1966
Arenito	Úmido	29	Ripley & Lee, 1962
Arenito	Seco	31 – 33	Krsmanovic, 1967
Arenito	Seco	32 – 34	Coulson, 1972
Arenito	Úmido	31 – 34	Coulson, 1972
Arenito	Úmido	33	Richards, 1975
Folhelho	Úmido	27	Ripley & Lee, 1962
Siltito	Úmido	31	Ripley & Lee, 1962
Siltito	Seco	31 – 33	Coulson, 1972
Siltito	Úmido	27 - 31	Coulson, 1972
Conglomerado	Seco	35	Krsmanovic, 1967
Calcário	Úmido	30	Hutchinson, 1972
Calcário	Seco	31 – 37	Coulson, 1972
Calcário	Úmido	27 – 35	Coulson, 1972
B. Rochas ígneas			
Basalto	Seco	35 – 38	Coulson, 1972
Basalto	Úmido	31 – 36	Coulson, 1972
Granito (fino)	Seco	31 – 35	Coulson, 1972
Granito (fino)	Úmido	29 – 31	Coulson, 1972
Granito (grosso)	Seco	31 – 35	Coulson, 1972
Granito (grosso)	Úmido	31 – 33	Coulson, 1972
Pórfiro	Seco	31	Barton, 1971b
Pórfiro	Úmido	31	Barton, 1971b
Diabásio	Seco	36	Richards, 1975
Diabásio	Úmido	32	Richards, 1975
C. Rochas metamórficas			
Anfibolito	Seco	32	Wallace et al., 1970
Gnaisse	Seco	26 – 29	Coulson, 1972
Gnaisse	Úmido	23 – 26	Coulson, 1972
Ardósia	Seco	25 – 30	Barton, 1971b
Ardósia	Seco	30	Richards, 1975
Ardósia	Úmido	21	Richards, 1975

Maiores detalhes em relação ao método desenvolvido por Barton e demais autores podem ser consultados no Item 2.3.

Alguns ensaios de campo para estimativa do valor de resistência à compressão da parede da descontinuidade são propostos pela ISRM (1978) e são apresentados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Estimativa de resistência à compressão do material a partir de avaliações de campo (ISRM, 1978).

Nomenclatura	Descrição	Identificação de campo	Valor aproximado da resistência à compressão uniaxial (MPa)
R0	Rocha extremamente fraca	Marcada com a unha	0,25 – 1,0
R1	Rocha muito fraca	Esmigalha-se com golpes firmes com a ponta do martelo de geólogo e pode ser raspada com canivete.	1,0 – 5,0
R2	Rocha fraca	Pode ser raspada com dificuldade com canivete, marcas podem ser feitas superficialmente com a ponta do martelo de geólogo.	5,0 – 25,0
R3	Rocha medianamente resistente	Não pode ser raspada ou riscada com canivete, mas as amostras podem ser fraturadas com simples golpes de martelo de geólogo.	25,0 – 50,0
R4	Rocha resistente	As amostras necessitam de mais que um golpe de martelo de geólogo para se fraturar.	50,0 – 100,0
R5	Rocha muito resistente	As amostras necessitam de muitos golpes de martelo de geólogo para se fraturar.	100,0 – 200,0
R6	Rocha extremamente resistente	As amostras podem somente ser lascadas com o martelo de geólogo.	> 250,0

2.2.6 Abertura

Abertura corresponde à distância perpendicular de separação entre as paredes da descontinuidade aberta, cujo interior apresenta água ou ar (Figura 2.9). A abertura se diferencia da largura, nome dado quando a descontinuidade apresenta preenchimento sólido em seu interior.

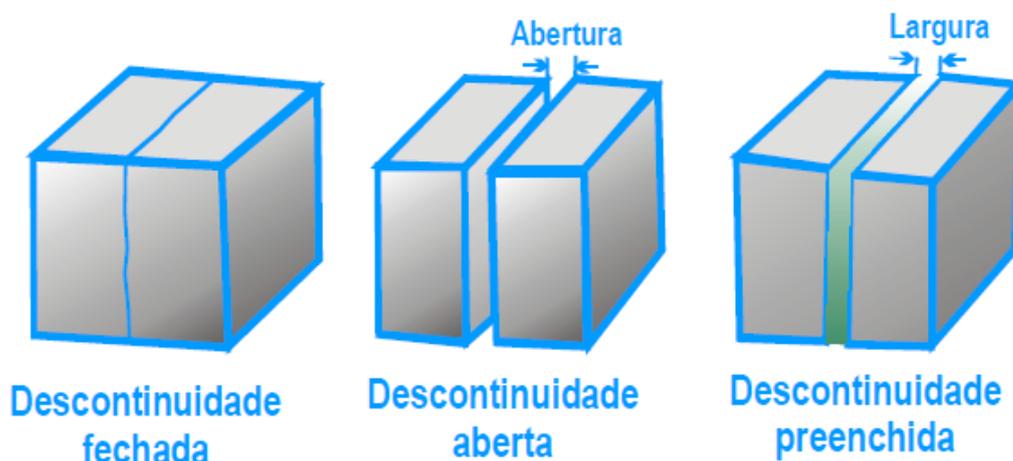


Figura 2.9 – Representação esquemática de abertura e largura da descontinuidade (Nunes, 2009).

Grandes aberturas podem ser provocadas por fatores como deslocamentos cisalhantes de descontinuidades que apresentam ondulação elevada, esforços de tração, carreamento de materiais e dissolução.

As aberturas podem ser medidas em afloramentos superficiais com trenas ou lâminas de diferentes espessuras e em furos de sondagem com câmeras. A Tabela 2.5 apresenta a terminologia proposta pela ISRM (1978) para apresentação dos resultados.

Tabela 2.5 – Classificação de abertura da descontinuidade (ISRM, 1978).

Abertura	Descrição	Grupo
< 0,1 mm	Muito estreita	Feições fechadas
0,1 – 0,25 mm	Estreita	
0,25 – 0,5 mm	Parcialmente estreita	
0,5 – 2,5 mm	Aberta	Feições entreabertas
2,5 – 10 mm	Moderadamente aberta	
> 10 mm	Larga	
1 – 10 cm	Muito larga	Feições abertas
10 – 100 cm	Extremamente larga	
> 1 m	Cavernosa	

2.2.7 Preenchimento

Preenchimento é o termo usado para o material que separa as paredes de uma descontinuidade e que normalmente possui comportamento mecânico inferior ao da rocha. O material de preenchimento afeta a resistência ao cisalhamento, a deformabilidade e a permeabilidade do maciço e, em geral, compreende materiais como silte, argila, brecha e milonito.

O comportamento destes materiais depende de sua mineralogia, distribuição granulométrica, razão de pré-adensamento, umidade e permeabilidade, ocorrência de deslizamento prévio, rugosidade, largura e estado de fraturamento das paredes da descontinuidade.

Todos esses fatores devem ser caracterizados usando descrições quantitativas, sempre que possível, aliadas à esboços ou fotografias. Para descontinuidades mais críticas, em maciços instáveis, recomenda-se a realização de uma investigação mais detalhada.

2.2.8 Percolação

A percolação em maciços rochosos é resultado principalmente do fluxo que ocorre através das descontinuidades e, em geral, é mais significativa que a permeabilidade da rocha, com exceção de alguns tipos de rochas sedimentares, para as quais a permeabilidade através dos poros pode ser mais importante que o fluxo entre descontinuidades.

O nível do lençol freático, os caminhos preferenciais de percolação e a pressão da água podem exercer importante papel em relação à estabilidade do maciço. Desta forma, a descrição destas características deve ser realizada antes de qualquer recomendação de ensaio de permeabilidade em campo.

Informações complementares como a descrição da hidrogeologia do local, percolação por meio das descontinuidades, registros pluviométricos, variação do lençol subterrâneo e variações de temperatura podem auxiliar na definição do comportamento do lençol freático ao longo do tempo.

2.2.9 Número de famílias

Uma família de descontinuidades é formada por descontinuidades individuais de mesma origem e que possuem características mecânicas e físicas similares, dispostas em um arranjo quase paralelo e espaçadas de forma aproximadamente homogênea.

O comportamento mecânico e a aparência do maciço rochoso podem ser comandados pelo número de famílias de descontinuidades presentes. Além disso, o número de famílias pode determinar o quão deformável pode ser o maciço sem que haja ruptura da rocha intacta.

Essa característica representa um fator importante na estabilidade, principalmente se estiver associada a uma orientação da descontinuidade desfavorável em relação à face do talude. A presença de grande quantidade de famílias de descontinuidades associadas a pequenos espaçamentos pode alterar o mecanismo potencial de ruptura. A descrição do número de famílias proposta pela ISRM (1978) é apresentada na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Descrição do número de famílias do maciço rochoso (ISRM, 1978).

Abertura	Número de famílias
I	Maciço com nenhuma ou poucas descontinuidades
II	1 família
III	1 família e outras descontinuidades aleatórias
IV	2 famílias
V	2 famílias e outras descontinuidades aleatórias
VI	3 famílias
VI	3 famílias e outras descontinuidades aleatórias
VIII	4 ou mais famílias
IX	Rocha despedaçada, similar a solo

2.2.10 Tamanho dos blocos

Outro indicador importante na avaliação do comportamento do maciço fraturado é a dimensão dos blocos, resultante da combinação entre

o espaçamento das descontinuidades, número de famílias e persistência. O comportamento mecânico do maciço é influenciado pelo tamanho do bloco e sua resistência ao cisalhamento. Em geral, maciços compostos por blocos de maior tamanho tendem a ser menos deformáveis.

O formato dos blocos é determinado pelo número de famílias e pela orientação das descontinuidades. A Tabela 2.7 apresenta a classificação proposta pela ISRM (1978) para a forma dos blocos. A Figura 2.10 apresenta alguns possíveis formatos de blocos.

Tabela 2.7 – Classificação do maciço rochoso em função das características dos blocos (ISRM, 1978).

Maciço rochoso	Características do bloco
Maciço	Poucas juntas ou pouco espaçamento
Em blocos	Blocos aproximadamente equidimensionais
Tabular	Uma dimensão bastante menor que as outras
Colunar	Uma dimensão bastante maior que as outras
Irregular	Grandes variações de tamanho e formato
Britado	Extremamente fraturado

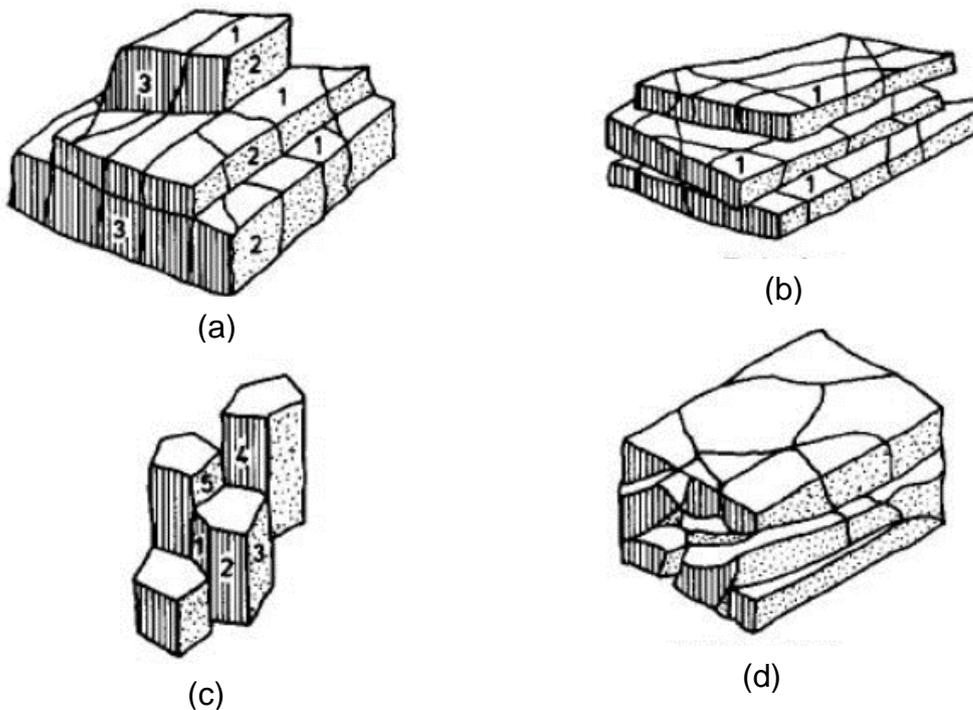


Figura 2.10 – Exemplos de formas de blocos: a) em blocos; b) tabular; c) colunar; d) irregular (ISRM, 1978).

2.3 CRITÉRIO DE BARTON-BANDIS

Para compreensão do critério de ruptura de Barton-Bandis, faz-se necessária a descrição do critério de resistência ao cisalhamento de juntas apresentado por Barton em 1973 e em trabalhos posteriores, realizados também em parceria com outros autores.

2.3.1 Resistência ao cisalhamento de juntas

Conforme apresentado no Item 2.2.5, Barton (1973) desenvolveu um critério que leva em consideração a influência da rugosidade e da resistência à compressão das paredes da descontinuidade na resistência ao cisalhamento de juntas rochosas (Eq. 2.3).

O critério considera duas parcelas de resistência: a parcela relacionada à mineralogia da rocha (ϕ_b) e a parcela relacionada à rugosidade da descontinuidade ($JRC \cdot \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)$).

O ângulo de atrito básico (ϕ_b) representa a parcela da resistência relacionada à mineralogia de juntas não alteradas, secas e planas, ou seja, que não apresentam nenhum componente visível de rugosidade. De acordo com Bandis (1980), o ângulo de atrito básico pode ser obtido a partir da resistência ao cisalhamento residual de superfícies planas de rocha. A determinação deste parâmetro pode ser feita por meio de ensaios de cisalhamento direto, *tilt tests* e *push or pull tests*, a partir de superfícies serradas ou jateadas com areia.

O critério apresentado por Barton (1973) incorporou novas considerações, tais como o uso do ângulo de atrito residual (ϕ_r) para juntas alteradas (Barton & Choubey, 1977) e o efeito de escala (Barton e Bandis, 1982).

O ângulo de atrito residual (ϕ_r) foi incorporado ao critério com o intuito de expandir sua aplicação às juntas alteradas. Este parâmetro corresponde ao ângulo de atrito residual de juntas alteradas e/ou saturadas. Sua obtenção pode ser feita por meio de ensaios de cisalhamento direto com deslocamento elevado o suficiente para eliminar

os efeitos da rugosidade da junta (Woo *et al.*, 2010). A Eq. 2.5 apresenta o critério generalizado de resistência ao cisalhamento de juntas.

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \left(JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right)$$

Eq. 2.5

O ângulo de atrito residual (ϕ_r) depende, assim como o ângulo de atrito básico (ϕ_b), dos materiais constituintes da junta, porém, o primeiro destes depende também do grau de alteração destes materiais. Sendo assim, o nível de alteração é um dos fatores mais importantes dentre os que controlam o ângulo de atrito residual para juntas rochosas de mesma mineralogia e que possuam o mesmo tamanho de grão (Woo *et al.*, 2010).

O ângulo de atrito residual (ϕ_r) também pode ser estimado por meio de correlação com o ângulo de atrito básico da junta e com a razão entre o valor de rebote do Martelo Schmidt obtido para a junta alterada e o rebote obtido para a rocha sã, conforme apresentado na seguinte equação:

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \cdot \left(\frac{r}{R} \right)$$

Eq. 2.6

Onde:

r – rebote obtido com Martelo Schmidt, tipo L, para juntas alteradas e saturadas; e

R – rebote obtido com Martelo Schmidt, tipo L, para juntas não alteradas e secas.

Já a parcela de rugosidade da junta depende de três componentes principais: o coeficiente de rugosidade da junta (JRC), a resistência à compressão das paredes da descontinuidade (JCS) e a tensão normal atuante.

Juntas que possuem menor rugosidade são menos afetadas pelo valor de JCS, visto que a rugosidade influencia menos à medida que o coeficiente de rugosidade da junta (JRC) é reduzido (Barton, 1978).

De acordo com Kveldsvik *et al.* (2008), para baixas tensões normais atuantes, a rugosidade da junta tem grande influência na resistência do sistema maciço-junta. Tal fenômeno se deve à dilatação das juntas, causada pelas rugosidades durante o cisalhamento. Para tensões normais mais altas, o efeito da rugosidade da junta é reduzido devido à diminuição da relação entre a resistência à compressão da junta e a tensão normal atuante (JCS/σ_n).

A maioria dos problemas relacionados à estabilidade de taludes rochosos ocorre sob baixas tensões normais. Sendo assim, a rugosidade é representa componente importante no estudo da resistência ao cisalhamento de juntas não deslocadas e não preenchidas (Barton, 1978).

A resistência à compressão da parede da junta (JCS) foi definida por Barton (1973, 1978) como sendo igual a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta (σ_c) para juntas não alteradas ou igual a parcela de (σ_c) para juntas alteradas, podendo esta parcela chegar a $\frac{1}{4}$ de σ_c .

De acordo com Barton (1978), a resistência à compressão da parede da junta é um componente importante da resistência ao cisalhamento. Sendo assim, processos que possam provocar a diminuição desta parcela, como alteração e variação de umidade, podem reduzir a resistência ao cisalhamento do sistema maciço-junta.

A resistência à compressão da parede da junta (JCS) pode ser estimada por meio de ensaios de compressão uniaxial ou por ensaios de martelo Schmidt (Barton & Choubey, 1977).

Dentre os parâmetros envolvidos no critério de resistência definido pela Eq. 2.5, o coeficiente de rugosidade da junta (JRC) é o que possui maior grau de dificuldade de determinação. Sua estimativa pode ser realizada por comparação com os perfis de rugosidade desenvolvidos por Barton & Choubey (1977) e ilustrados na Figura 2.8, por medição da rugosidade e por estimativa a partir de outros ensaios.

Os métodos de medição da rugosidade incluem o uso de perfilômetros, fotogrametria, varredura a laser, dentre outros. Em relação aos métodos de estimativa de JRC por meio de ensaios, podem ser realizados ensaios de cisalhamento direto, *tilt tests* e *push/pull tests*.

O ensaio de cisalhamento direto pode ser realizado em amostras circulares ou quadradas, fornecendo curvas de tensão cisalhante por tensão normal, tensão cisalhante por deslocamento e dilatação por deslocamento, conforme esquematizados na Figura 2.11.

Segundo Barton (2013), o ensaio de uma mesma amostra de junta para diferentes níveis de tensão tende a fornecer valor mais baixo de atrito, devido aos danos provocados pelo cisalhamento das rugosidades, obtendo-se um valor de coesão artificial. O autor aborda ainda que a consideração desta coesão pode não ser uma abordagem conservativa, porém ignorá-la, apesar de mais seguro, pode encarecer muito o projeto.

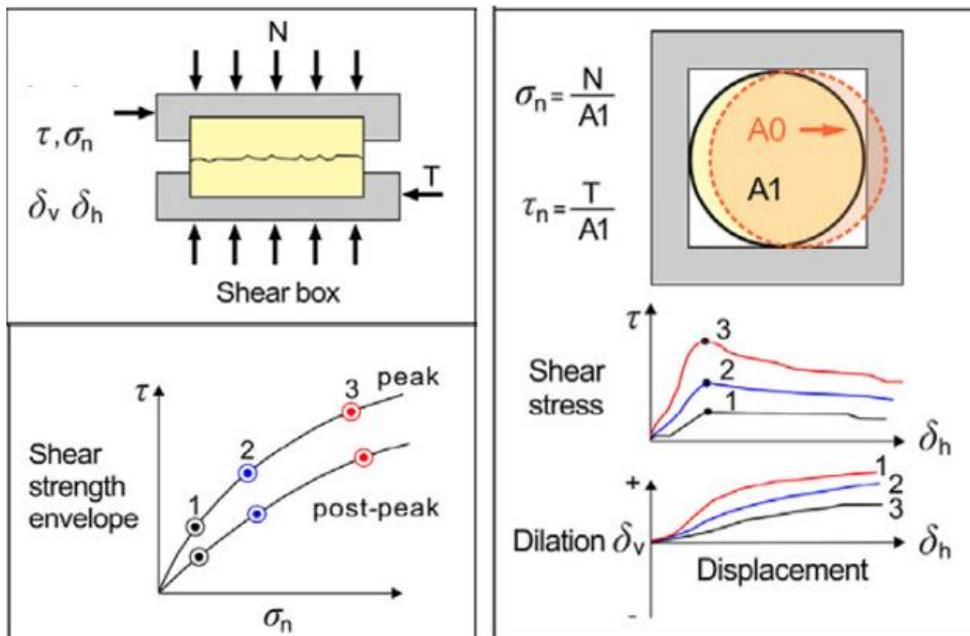


Figura 2.11 – Resultados típicos do ensaio de cisalhamento direto (Barton *et al.*, 2023).

O valor de JRC pode ser estimado retro analisando os dados obtidos no ensaio de cisalhamento direto de juntas rochosas, por meio da seguinte equação:

$$JRC = \frac{\tan^{-1}\left(\frac{\tau}{\sigma_n}\right) - \phi_r}{\log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)}$$

Eq. 2.7

É importante ressaltar, que a Eq. 2.7 foi proposta por Barton & Choubey (1977) considerando um ângulo de atrito de pico ($\tan^{-1}\left(\frac{\tau}{\sigma_n}\right)$) igual ou menor

a 70°. Além disso, a equação não é matematicamente válida para tensões normais muito elevadas, onde σ_n é igual ou maior que JCS, pois a equação assumia um valor inválido ou negativo.

Segundo Woo *et al.* (2010), os testes de cisalhamento direto em juntas de granito indicam uma tendência de redução do ângulo de atrito de pico com o aumento do nível de alteração das amostras ensaiadas, apesar de, usualmente, essa grandeza ser mais influenciada pela rugosidade e não pelo grau de intemperismo. Já o ângulo de atrito residual costuma ser mais influenciado pelo grau de alteração da junta do que pela rugosidade.

Os resultados apresentados por Özvan *et al.* (2014) indicam um aumento do coeficiente de rugosidade (JRC) em decorrência do aumento do nível de alteração das amostras de granito ensaiadas, enquanto o ângulo de atrito e a resistência à compressão das paredes das juntas apresentam uma redução significativa. Apesar do aumento da rugosidade das descontinuidades, os autores relatam que a resistência ao cisalhamento das juntas diminui à medida em que o grau de alteração aumenta.

2.3.2 Efeito de escala

Com base nos resultados de diversos ensaios realizados em juntas rochosas, Barton & Bandis (1982) apresentam a modelagem para o problema relacionado ao efeito de escala das amostras de juntas rugosas, anteriormente relatado por Barton (1973), Barton & Choubey (1977), Bandis (1980), dentre outros.

O valor de JRC e JCS são dependentes da escala da amostra ensaiada. Em geral, blocos de maiores dimensões apresentam um valor de JRC menor que os obtidos para blocos menores, considerando uma mesma junta rochosa.

Desta forma, a rugosidade possui maior influência na resistência da junta quanto menor for a dimensão da amostra ensaiada, conforme apresentado nas curvas de correção de escala apresentadas na Figura 2.12 e Figura 2.13 e propostas por Barton & Bandis (1982) e pelas expressões seguintes:

$$JRC_n \approx JRC_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0,02*JRC_o}$$

Eq. 2.8

$$JCS_n \approx JCS_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0,03*JRC_o}$$

Eq. 2.9

Onde,

JRC_n – JRC de campo;

JRC_o – JRC obtido em laboratório;

L_n – tamanho do bloco em campo;

L_o – tamanho da amostra em laboratório;

JCS_n – JCS de campo;

JCS_o – JCS obtido em laboratório.

De acordo com Barton & Bandis (1982), o efeito de escala tende a diminuir quando as dimensões das amostras ultrapassam o tamanho natural dos blocos encontrados em campo.

Além disso, o efeito de escala altera o comportamento da junta em relação à dilatação e ao deslocamento necessário para mobilização da resistência de pico. Amostras com maiores dimensões apresentam uma redução da dilatação durante o cisalhamento, enquanto o deslocamento para mobilização da resistência de pico aumenta.

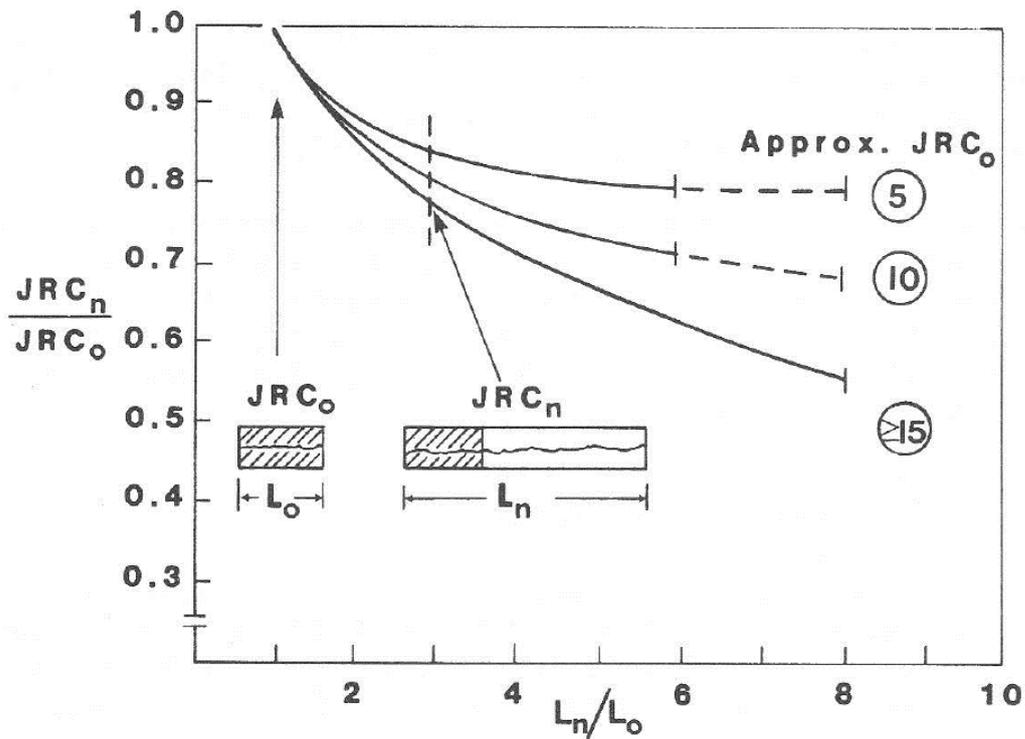


Figura 2.12 – Correção do efeito de escala para JRC (Barton & Bandis, 1982).

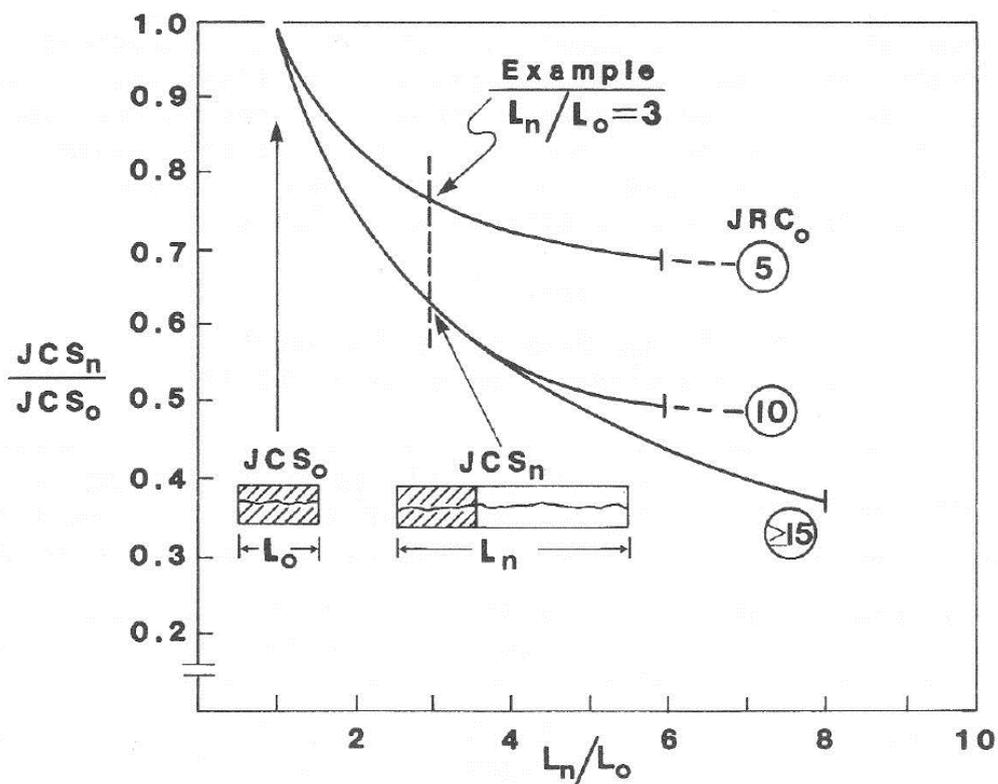


Figura 2.13 – Correção do efeito de escala para JCS (Barton & Bandis, 1982).

Conforme verificado por Goodman (1970), Barton (1973) e Pratt *et al.* (1974), o pico de dilatação das juntas ocorre junto ou logo após o pico

de resistência ao cisalhamento da amostra, demonstrando uma forte relação entre estas grandezas.

A Figura 2.14 apresenta um comparativo entre os gráficos de tensão cisalhante por deslocamento e dilatação por deslocamento, para amostras com dimensão reduzida ensaiadas em laboratório ($L=0,1m$) e para blocos ensaiados em campo, com dimensões de 1,0m e 2,0m.

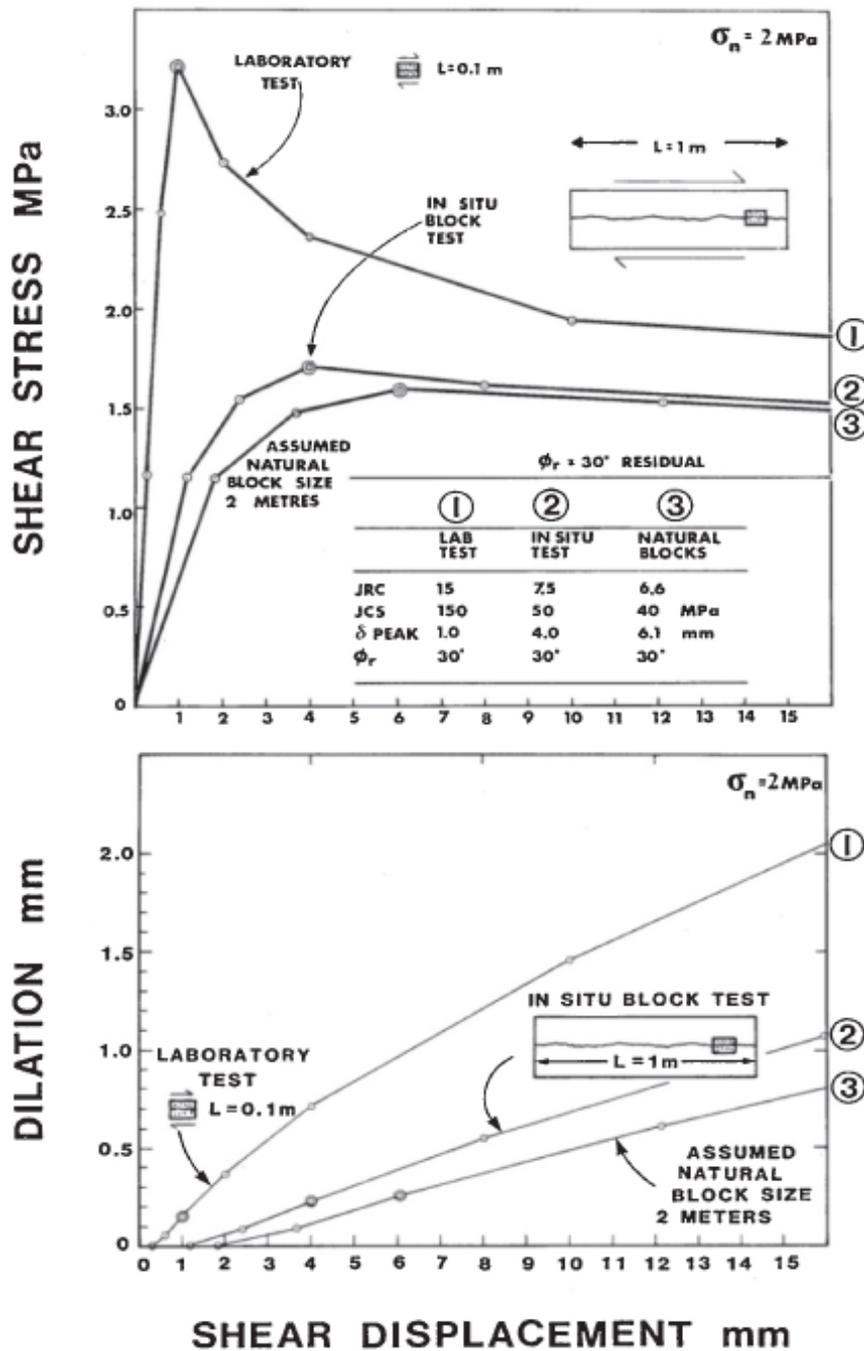


Figura 2.14 – Modelo tensão-deformação e dilatação-deformação de juntas com três diferentes dimensões de amostra (Barton, 1982).

É possível observar a partir da Figura 3.14 que para amostras de pequena dimensão ($L=0,1\text{m}$), o pico de resistência é atingido para um deslocamento reduzido e igual à 1mm, enquanto para as amostras com $L=1\text{m}$ e $L=2\text{m}$, tal ponto é atingido com deslocamentos iguais à 4mm e 6mm, respectivamente. Além disso, a resistência ao cisalhamento da amostra de pequena dimensão atinge um valor aproximadamente igual ao dobro da resistência obtida para as amostras com escala de campo.

Em relação à dilatação, esta atinge seu valor de máxima inclinação quase ao mesmo tempo em que o pico de resistência ao cisalhamento da junta é atingido, assumindo após isto uma taxa de crescimento (inclinação) menos acentuada.

Sendo assim, o efeito de escala é fator que não deve ser ignorado nos ensaios de cisalhamento direto de juntas rochosas, pois representa uma redução significativa dos parâmetros relacionados à resistência das descontinuidades.

2.3.3 Critério de Barton-Bandis

O critério de resistência ao cisalhamento de juntas apresentado anteriormente também é conhecido como critério de ruptura de Barton-Bandis. O critério de ruptura de Barton-Bandis vem sendo utilizado ao longo das últimas décadas e representa uma boa aproximação do comportamento de juntas rochosas não preenchidas.

O modelo de Barton-Bandis (BB) é um método não-linear e é considerado mais preciso quando comparado ao método linear de Mohr-Coulomb (MC). Muitas pesquisas foram realizadas a fim de verificar a eficácia da aplicação do modelo BB em prever a resistência ao cisalhamento das juntas e a estabilidade de taludes, tendo essas pesquisas obtido bons resultados e aproximações (Barton *et al.*, 2023).

Barton *et al.* (2023) destacam que apesar de todos os avanços conquistados, a determinação da rugosidade da junta é complicada e permanece sendo um desafio ainda hoje.

2.4 ALTERAÇÃO DE ROCHAS E JUNTAS

O comportamento mecânico das rochas vem sendo amplamente estudado desde a segunda metade do século passado. Porém, menor atenção tem sido dada à variação da qualidade mecânica da rocha em função dos processos de intemperismo, que podem levar à alteração natural do maciço rochoso ao longo do tempo. A compreensão dos processos naturais de alteração e suas consequências no comportamento geomecânico das rochas é de grande importância na engenharia geotécnica, possibilitando a previsão de possíveis modos de falha nos maciços e a avaliação da necessidade de intervenções.

A alteração das rochas ocorre de forma natural ao longo de milhares de anos, porém podem ocorrer alterações significativas em curtos intervalos de tempo, devido principalmente às intervenções causadas pelas obras de engenharia (Maia, 2001).

Os principais efeitos da alteração das rochas em seu comportamento são: redução da resistência, aumento da deformabilidade, aumento da porosidade, diminuição da coesão entre os minerais do material rochoso, surgimento de fissuras e alteração dos minerais (Farjallat *et al.*, 1972; Guidicini & Nieble, 1983). O processo de alteração reduz as resistências à compressão e à tração da rocha, além da resistência ao cisalhamento das descontinuidades dos maciços (Barton, 1973; Maia, 2001).

A literatura reporta diversos casos nos quais a alteração do material rochoso causou algum tipo de problema. Farran & Thenóz (1965) destacaram um caso em que rochas graníticas desagregaram-se em meses quando expostas aos agentes atmosféricos. Quanto à alguns casos relatados no Brasil, temos o do basalto utilizado no aterro da ponte do Rio Sucuri (obra complementar da barragem de Jupirá), que se desagregou em poucas semanas (Farjallat *et al.*, 1972); os basaltos da Barragem de Capivara no Rio Paranapanema, que se desagregaram completamente em contato com agentes atmosféricos, levando a uma redefinição de parte do projeto (Farjallat *et al.*, 1972; Signer, 1973; Cruz, 1996); e os relatos de

Frazão & Caruso (1983) sobre a alteração acelerada sofrida por rochas basálticas utilizadas em barragens da Bacia do Alto Paraná.

2.4.1 Alteração e alterabilidade de rochas

Alteração é o conjunto de modificações que as rochas podem sofrer quando estão na superfície da terra em contato com mecanismos de alteração, podendo estes mecanismos serem de ordem física e/ou química (Teixeira *et al.*, 2000).

O intemperismo é um processo geológico que altera as propriedades das rochas e por meio do qual são formados os solos, como resultado da degradação e/ou decomposição dos materiais rochosos. As rochas podem ser alteradas quimicamente, modificando e/ou dissolvendo os minerais presentes; ou fisicamente, fragmentando a rocha por processos mecânicos sem que haja modificação de sua composição química.

A alteração física corresponde aos processos que resultam na desagregação da rocha devido à ação de agentes mecânicos e ocorre com maior frequência em regiões de baixa umidade. Seus principais mecanismos de alteração são: desagregação devido a variações de temperatura e umidade; fraturamento por alívio de tensões; desagregação provocada pelo crescimento de cristais, devido ao congelamento da água ou pela cristalização de sais dissolvidos na água; crescimento de raízes; e abrasão provocada por atrito ou impacto entre partículas (Teixeira *et al.*, 2000; Maia, 2001).

A decomposição das rochas é provocada por sua alteração química e ocorre geralmente em meios úmidos. A água é o principal agente do intemperismo químico, podendo adquirir caráter ácido quando infiltra nas fraturas da rocha e entra em contato com gases da atmosfera e/ou matéria orgânica.

As principais reações provocadas pelo intemperismo químico são: variação de volume dos minerais por hidratação; perda de minerais por dissolução; enfraquecimento da estrutura devido à retirada de íons por hidrólise; e a formação de óxidos e hidróxidos facilmente lixiviados causado por oxidação (Teixeira *et al.*, 2000; Maia, 2001).

A alteração da rocha também depende de fatores relacionados ao meio ambiente, que juntos com características da rocha, podem atuar como promotores da alteração (Maia, 2001). Os principais fatores responsáveis pela ação do intemperismo são: as características e propriedades da rocha, clima, relevo e topografia, fauna e flora, e tempo de exposição da rocha (Begonha, 1989; Press *et al.*, 2006; Teixeira *et al.*, 2000).

A ação humana é citada por Press *et al.* (2006) como fator de alteração, devido não apenas aos desmontes mecânicos e com explosivos realizados pelas obras de engenharia, mas também às alterações ambientais e climáticas provocadas pelos homens, como o aumento das chuvas ácidas e a contaminação do solo por produtos químicos.

De acordo com Maia (2001), os principais agentes de alteração podem ser divididos em agentes físicos, químicos e biológicos. Dentre os agentes físicos estão radiação solar, temperatura, precipitação, umidade relativa do ar, vento, pressão atmosférica e atrito mecânico. Quanto aos agentes químicos, estes correspondem à água, ácidos, bases, solventes, oxigênio, ozônio e poluentes atmosféricos. Por fim, os agentes biológicos dizem respeito aos microrganismos como fungos e bactérias.

É possível notar que alguns dos principais agentes de alteração das rochas estão relacionados a fatores climáticos como temperatura, precipitação, umidade relativa do ar, vento, pressão atmosférica, potencial hidrogeniônico e de oxirredução. Desta forma, regiões quentes e úmidas estão mais sujeitas à atuação do intemperismo químico, enquanto em regiões frias a glaciais o intemperismo físico comanda o processo de alteração das rochas (Press *et al.*, 2006).

Quando exposto às condições atmosféricas e à percolação da água, o maciço rochoso, formado por rocha intacta mais descontinuidades, pode sofrer o processo de alteração. Este processo, que é resultado da ação física e química dos agentes atmosféricos, provoca o enfraquecimento das ligações e a decomposição dos minerais que constituem a rocha (Aydan *et al.*, 2014).

A presença de juntas, fraturas e fissuras no maciço contribui para a maior intemperização do conjunto. Assim sendo, quando há geração de

novas juntas ocasionadas por um alívio de tensões no maciço, são também geradas novas frentes de intemperismo (Mišćević & Vlastelica, 2009).

A profundidade da alteração nas rochas e nas juntas depende do tipo de rocha e da permeabilidade. Desta forma, rochas mais permeáveis podem ser alteradas por completo, enquanto rochas menos permeáveis podem sofrer alteração mais superficial.

Quanto mais estáveis quimicamente forem os minerais constituintes da rocha, menos alterável será o material. Sendo assim, a alterabilidade do material corresponde a sua susceptibilidade à alteração (Begonha, 1989; Maia, 2001). Quanto menor o teor de sílica presente nas rochas magmáticas e metamórficas, mais susceptíveis à alteração química são os seus minerais constituintes. Desta forma, rochas basálticas se tornam mais alteráveis em relação às rochas graníticas; e xistos em relação aos gnaisses (Minette, 1982).

Maia (2001) apresenta uma adaptação da ordem de alteração química das rochas, proposta por Minette (1982), em função da susceptibilidade à alteração de seus minerais constituintes (Figura 2.15).

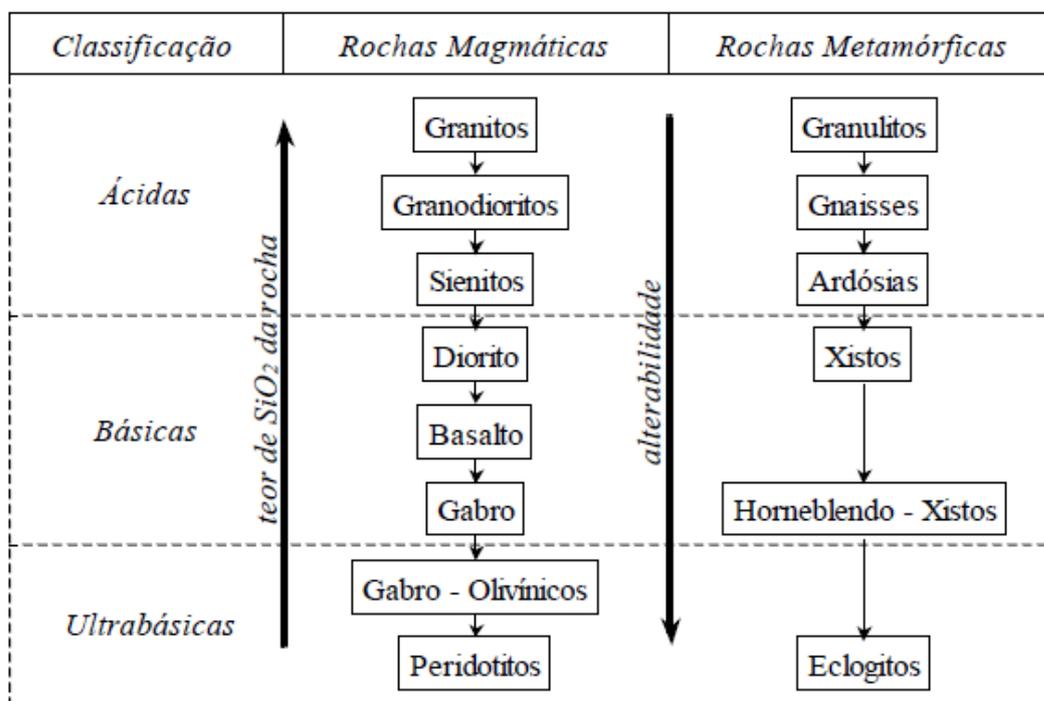


Figura 2.15 – Ordem de alteração química das rochas (Maia, 2001).

2.4.2 Efeitos da alteração

A resistência da rocha pode depender mais de seu estado de sanidade do que de sua mineralogia, sobretudo para as rochas ígneas e metamórficas, que perdem resistência quando alteradas (Maciel Filho, 1997).

Considera-se uma rocha alterada quando apresenta modificações físicas, químicas, mineralógicas e/ou texturais, que provocam mudanças em suas características físicas e mecânicas. Variação de cor da rocha e de seus minerais visíveis, abertura de fissuras e desagregação de minerais são consideradas modificações de ordem física. Quanto às modificações químicas e mineralógicas, estas são relacionadas à decomposição e modificação dos minerais. Modificações texturais podem ocorrer quando as rochas atingem um estado mais avançado de alteração (Begonha, 1989).

O enfraquecimento das ligações entre cristais, grãos e fragmentos das rochas é um dos resultados do processo de alteração das rochas, reduzindo a sua resistência e aumentando sua deformabilidade. O processo também pode aumentar o tamanho das fraturas e juntas do maciço, formando material de preenchimento (Aydan *et al.*, 2014).

De acordo com Barton (1973), uma pequena alteração da rocha sã pode causar diminuição da resistência mecânica maior que a redução que ocorre para níveis mais altos de alteração.

Os principais resultados da alteração para a engenharia são a diminuição da resistência com ou sem produção de finos, a variação das características mecânicas de deformabilidade, a variação na porosidade, permeabilidade e estanqueidade, e a diminuição da aderência entre os minerais (Farjallat, 1971).

A alteração da rocha pode causar o aumento ou a redução da permeabilidade do maciço, provocando modificações no regime de fluxo e nos níveis de pressões nas descontinuidades. Em fundações, por exemplo, a alteração da rocha pode levar ao aumento da permeabilidade, aumentando a perda de água. Já em taludes, a produção de finos provocada pela alteração pode reduzir a permeabilidade do maciço, podendo causar sobrecarga por acúmulo de água no talude.

Modificação da granulometria, da forma e da rugosidade da rocha, aumento da absorção de água, e propagação de fissuras são alguns dos demais efeitos provocados pela alteração dos materiais rochosos.

Devido à redução da resistência à compressão, juntas alteradas apresentam menor resistência ao cisalhamento quando comparadas às juntas sãs. Ou seja, a resistência das juntas sofre maior redução com o aumento do nível de alteração do conjunto (Barton, 1973). Além disso, a alteração causa maior condução de água pelas juntas e aumento da permeabilidade do maciço (Barton, 1973).

Posto isto, a estabilidade dos taludes rochosos pode ser muito impactada devido à redução de sua resistência e, conseqüentemente, redução do fator de segurança, provocada pela alteração da rocha (Hack *et al.*, 2002).

Barton & Choubey (1977) apresentaram uma estimativa de redução do peso específico da rocha em função do grau de alteração das juntas em relação à rocha sã, conforme Tabela 2.8.

Tabela 2.8 – Estimativa da redução do peso específico da rocha em função do grau de alteração.

Alteração relativa das juntas em relação à rocha sã (σ_c/JCS)	% de redução da densidade
1-2	0%
2-3	5%
3-4	10%
4-10	20%

2.4.3 Ensaios para avaliação da alteração

O estudo da alterabilidade das rochas tem como objetivo avaliar o comportamento do material a longo prazo. Sendo assim, muitas vezes é necessário reproduzir em laboratório, as condições de alteração de campo.

Os ensaios utilizados nesta avaliação podem ser divididos em diretos e indiretos, como mostrado na Figura 2.16. Os ensaios diretos são aqueles que expõem o material à ação dos mecanismos de alteração, visando simular as condições ambientais do local de exposição. Já os ensaios indiretos são utilizados para avaliar o nível de degradação da

amostra e para isto são feitas comparações entre as propriedades do material alterado e da rocha intacta. A combinação destes dois tipos de ensaio permite avaliar tanto o grau de alteração da amostra, quanto o modo com que ela sofre alteração. Além disso, é possível prever a evolução do comportamento da rocha ao longo do tempo (Salles, 2013).

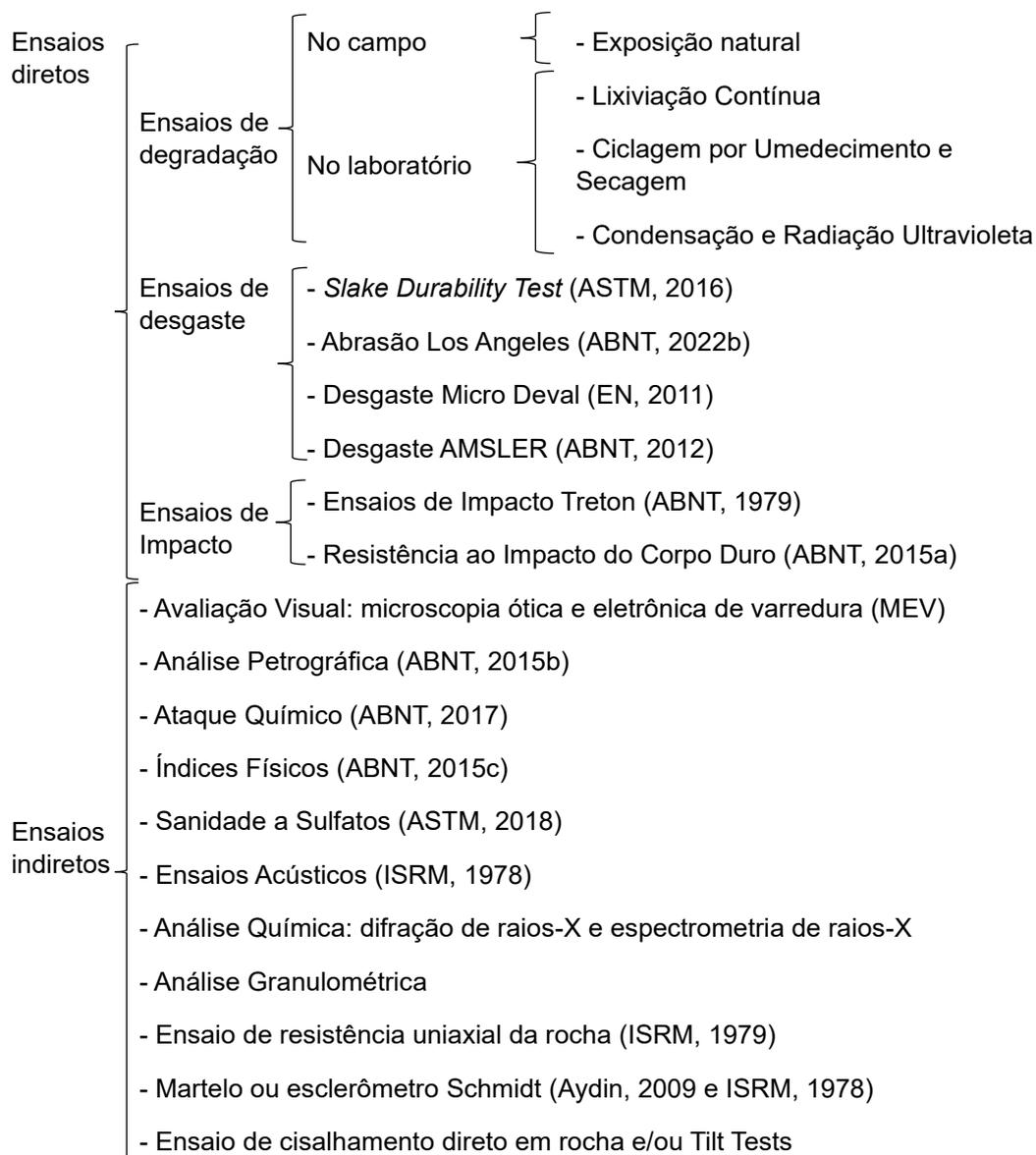


Figura 2.16 - Classificação dos ensaios para avaliação da degradação.

Os ensaios de degradação têm grande relevância na avaliação da alteração das rochas e consistem em submeter o material aos agentes intempéricos, acelerando o processo de alteração das amostras e possibilitando a determinação da variação das propriedades do material para diferentes níveis de alteração (Salles, 2013).

Os ensaios de degradação em campo, como por exemplo os ensaios de ciclagem natural, permitem a exposição do material às condições naturais de alteração. Este tipo de ensaio é empregado em estudos de longo prazo e os materiais devem ser expostos em locais onde incidam fatores climáticos como luz solar, precipitações e vento (Salles, 2013).

Quanto aos ensaios de degradação em laboratório, os mais utilizados são os ensaios de lixiviação contínua e de ciclagem por umedecimento e secagem.

O ensaio de lixiviação contínua simula o processo de carreamento de materiais e elementos da rocha. O equipamento mais usado é o extrator soxhlet (Figura 2.17), no qual as amostras sofrem variações de temperatura e das condições de saturação por água.

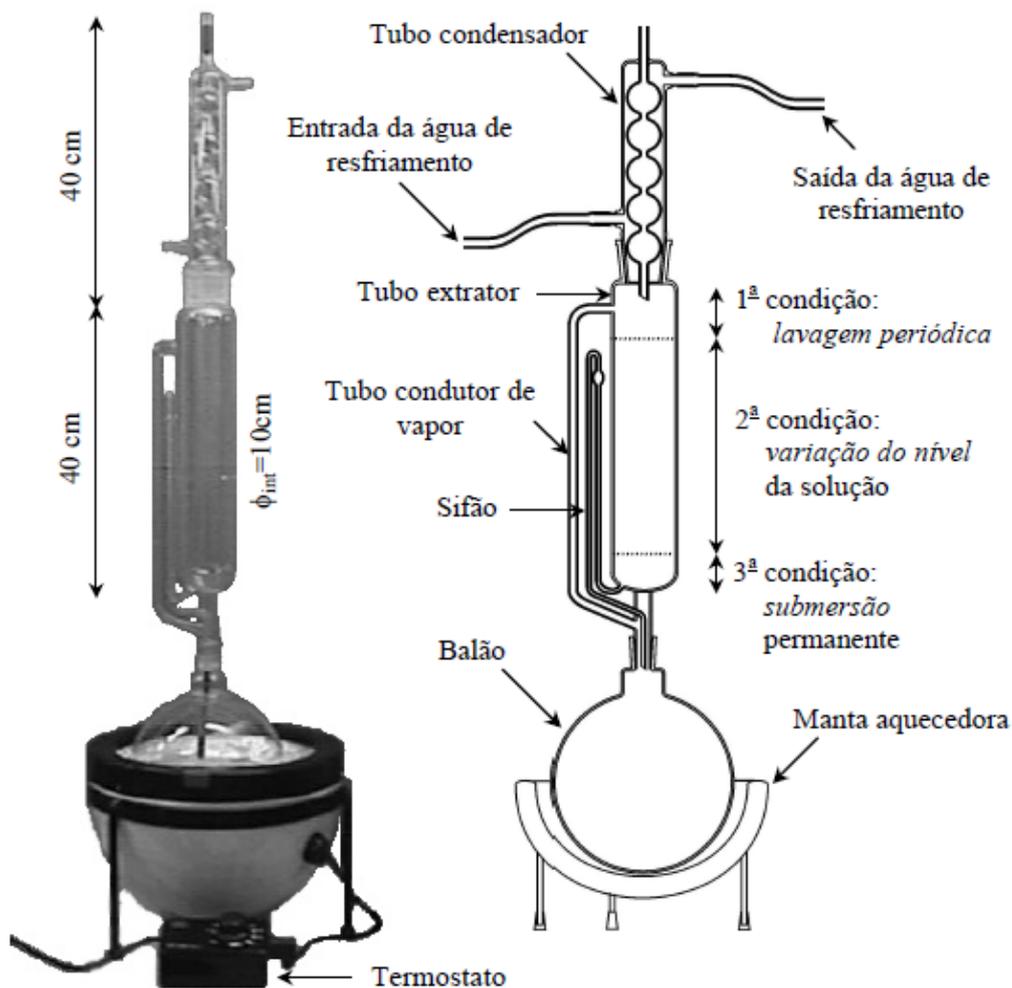


Figura 2.17 - Equipamento soxhlet convencional para ensaios de lixiviação contínua (Maia, 2001).

Neste equipamento a amostra é submetida a três condições de alteração: na primeira, o material da parte superior do tubo é submetido a variações de temperatura enquanto é lavado continuamente; na segunda, o material da parte central é submetido a variações do nível de água; e na terceira, o material da parte inferior permanece permanentemente submerso (Maia, 2001).

Os ensaios de ciclagem reproduzem a alteração das rochas que ocorre em campo devido às variações de umidade e temperatura. O ensaio mais comum de ciclagem consiste no umedecimento da rocha seguido de secagem ao ar ou em estufa.

2.4.4 Avaliação da alteração

A avaliação do estado de alteração de uma rocha pode ser feita de maneira qualitativa ou quantitativa. A avaliação qualitativa consiste na análise visual da alteração dos minerais por meio de variações de cor, brilho e textura. Este tipo de análise é subjetivo e insuficiente para estimar propriedades mecânicas e o comportamento das rochas e, em geral, é feita por meio de comparação das propriedades da rocha sã com as propriedades da rocha alterada (Heidari *et al.*, 2013; Lopes, 2006).

Quanto à avaliação quantitativa, ela pode ser realizada por meio de índices de alterabilidade, cuja função é comparar as características da rocha no estado intacto e alterado. Estes índices permitem comparar diferentes níveis de alteração do material rochoso e simular a variação de suas propriedades em função de cada nível. Os índices de qualidade são aplicados na quantificação de propriedades mensuráveis como resistência, absorção, desgaste, porosidade, massa específica, propagação de ondas e granulometria (Salles, 2013).

Alguns dos principais índices de qualidade são definidos por Maia (2001) da seguinte forma:

- i. Índices geoquímicos: usados para comparar a composição química da rocha alterada com a da rocha sã;

- ii. Índices petrográficos: usados para quantificar os minerais são e alterados da rocha, além de avaliar o estado das microfissuras e quantificar o teor de minerais secundários;
- iii. Índices físicos: as propriedades mais utilizadas na avaliação do grau de alteração da rocha são absorção de água, porosidade, peso específico, expansibilidade e permeabilidade;
- iv. Índice de propagação de ondas: quanto mais alterada a rocha estiver, maior será o número de descontinuidades presentes na amostra, fazendo com que a velocidade de propagação da onda diminua;
- v. Índices geomecânicos: as propriedades geomecânicas das rochas podem ser muito afetadas pelo processo de alteração e, portanto, a avaliação destes índices é muito relevante nos projetos de engenharia.

Heidari *et al.* (2013) verificaram que a alteração em amostras de granito e granodiorito provocou o aumento da fissuração e que, em geral, o granito se mostra menos susceptível à alteração quando comparado ao granodiorito. Arel & Tugrul (2001) verificaram por meio de análises petrográficas, mineralógicas e químicas realizadas em amostras de granodiorito, que o peso específico e a resistência da rocha diminuem com o aumento do grau de alteração, enquanto a porosidade aumenta. Por sua vez, Özvan *et al.* (2014) concluíram que a rugosidade da superfície de juntas de granito aumenta com o processo de alteração das amostras, enquanto a sua resistência ao cisalhamento diminui.

International Society for Rock Mechanics (ISRM, 1978) publicou um sistema de classificação do grau de alteração das rochas, de acordo com as suas características. O método de classificação tem a análise tátil-visual como base e visa distinguir e separar os materiais rochosos em 6 classes de alteração. A Tabela 2.9 apresenta cada uma destas classes e suas respectivas características.

Tabela 2.9 – Sistema de classificação das rochas em função da alteração (ISRM, 1978).

TERMO	DESCRIÇÃO	CLASSE
Sã	Nenhum sinal visível de alteração do material; pode haver leve descoloração na superfície da descontinuidade principal	I
Levemente alterada	Descoloração indica alteração da rocha e das descontinuidades. Toda a rocha pode estar descolorida pela alteração e talvez menos resistente externamente em comparação à rocha sã.	II
Moderadamente alterada	Menos da metade da rocha está decomposta e/ou desintegrada como um solo. Rocha sã ou descolorida estão presentes na estrutura contínua ou como <i>corestones</i> .	III
Muito alterada	Mais da metade da rocha está decomposta e/ou desintegrada como um solo. Rocha sã ou descolorida estão presentes na estrutura descontínua ou como <i>corestones</i> .	IV
Completamente alterada	Toda a rocha está decomposta e/ou desintegrada como um solo. A estrutura original do maciço está, em grande parte, preservada	V
Solo residual	Toda a rocha está convertida em solo. A estrutura do maciço e a matriz da rocha estão destruídas. Há uma grande variação de volume, porém o solo não foi significativamente transportado	VI

2.5 MARTELO SCHMIDT

O ensaio de Martelo ou Esclerômetro Schmidt foi proposto pelo engenheiro Ernst Schmidt para testar, de forma não destrutiva, a dureza do concreto, tendo sua aplicação sido posteriormente ampliada para estimar a resistência das rochas (Katz *et al.*, 2000).

O uso do Martelo Schmidt na determinação da resistência das rochas vem sendo muito difundido devido ao seu baixo custo e simplicidade de utilização (Buyuksagis & Goktan, 2007). O funcionamento do equipamento consiste na aplicação de impacto em uma superfície, a qual responde com reação proporcional a sua dureza (West, 1991; Aydin & Basu, 2005). A Figura 2.18 mostra a realização do ensaio de Martelo Schmidt em laboratório.

O ensaio é baseado na absorção de parte da energia por meio de deformação plástica da superfície ensaiada, enquanto a parcela de energia elástica é absorvida e traduzida em um valor de rebote (Yilmaz & Sendir, 2002).

Este ensaio tem muito a contribuir na determinação da resistência à compressão das juntas, desde que alguns detalhes do ensaio sejam verificados como a direção de realização do teste e a perpendicularidade entre o pistão e a superfície da junta. Além disso, as dimensões das amostras devem ser suficientes para que a rocha não se mova enquanto estiver sendo ensaiada. Barton & Choubey (1977) recomendam que amostras pequenas sejam devidamente fixadas para realização do ensaio.

Diversas pesquisas foram realizadas ao longo das últimas décadas neste tema, nas quais foram desenvolvidas correlações para o módulo de Young, para a resistência à compressão e para a densidade seca das rochas.



Figura 2.18 - Realização de ensaio com Martelo Schmidt (Lopes, 2019).

O mecanismo de operação consiste em uma massa presa a uma mola, que é comprimida ao ser pressionado o pistão do martelo contra uma superfície (Figura 2.19).

A mola é comprimida e ocorre então a liberação da massa, que se choca com a extremidade do pistão, transmitindo o impacto à superfície. Após o impacto, a massa retorna para posição intermediária, sendo esta distância de retorno da massa proporcional à energia absorvida pela superfície de impacto. Ou seja, o valor do rebote representa a distância percorrida pelo pistão após o impacto.

A parcela de energia absorvida é proporcional à dureza e à resistência ao impacto do material e é expressa pelo valor do rebote (R) marcado no painel do amostrador por meio de uma escala numérica que varia geralmente de 10 a 100. Detalhes dos mecanismos e procedimentos de ensaio com martelo são apresentados por West (1991), Buyuksagis & Goktan (2007) e Aydin (2009).

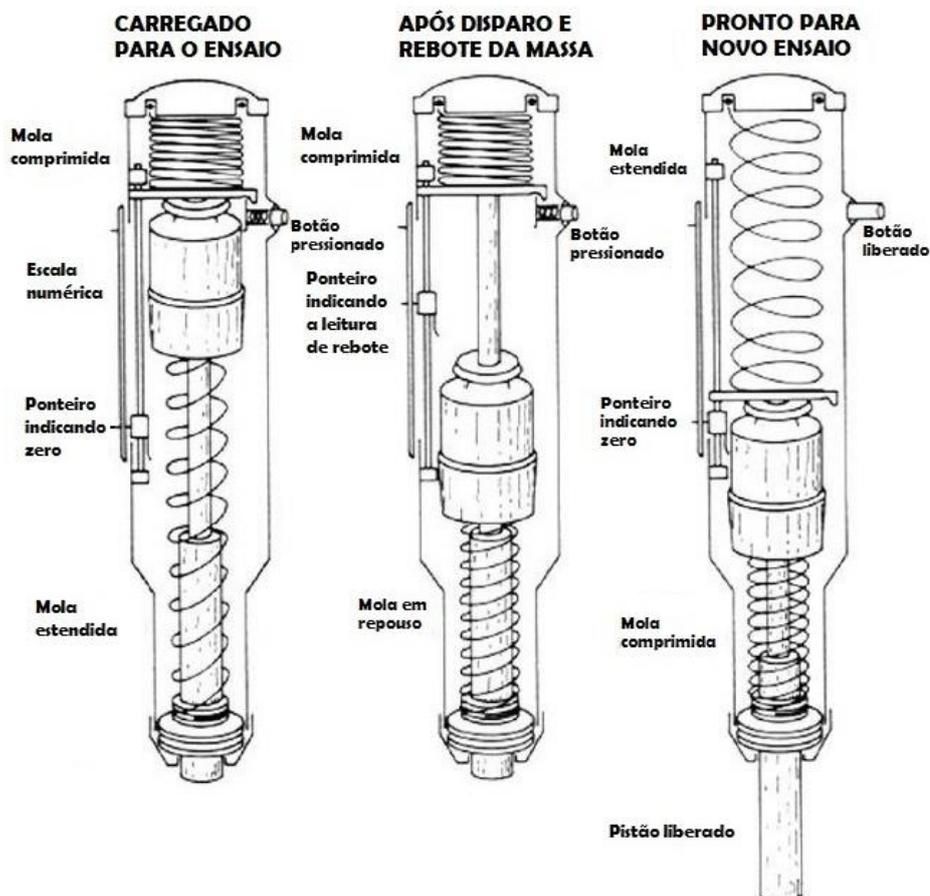


Figura 2.19 - Esquema simplificado de funcionamento do Martelo Schmidt (adaptado de Aydin, 2009).

De acordo com Aydin & Basu (2005), uma parte da energia do impacto é absorvida pela deformação plástica do material e outra parte é transformada em som e calor. A energia restante representa a resistência à penetração ou dureza do material. Quanto menor for a dureza do material, maior será a penetração do pistão e, conseqüentemente, menor será o rebote registrado pelo equipamento.

Comercialmente, existem dois tipos de Martelo Schmidt, martelos tipo L e N, com energia de impacto igual a 0,735 e 2,207Nm, respectivamente. Aydin (2009) afirma que para um certo diâmetro da ponta do pistão e raio de curvatura, a energia de impacto do martelo determina sua faixa de aplicação. O martelo tipo L tem maior sensibilidade para valores de resistência mais baixos, fornecendo resultados melhores ao testar rochas mais brandas, enquanto o martelo tipo N é menos sensível às irregularidades da superfície e pode ser usado para superfícies com maior resistência ao impacto.

Ambos os martelos apresentam alta sensibilidade quanto às propriedades da rocha, resistência e módulo de deformação, apresentando o martelo tipo N, melhores resultados de resistência e comportamento das amostras ensaiadas. Além disso, o martelo tipo L apresenta maior sensibilidade em relação a heterogeneidade da rocha e uma maior dispersão de resultados (Aydin & Basu, 2005; Buyuksagis & Goktan, 2007).

As características litológicas e microestruturais das amostras determinam o tipo de martelo e o intervalo de medição da resistência à compressão da rocha, pois elas controlam a extensão do dano causado pelo impacto e a magnitude do rebote (Aydin & Basu, 2005).

Parte do documento da ISRM (1978) sobre ensaio com Martelo Schmidt foi substituído pela pesquisa desenvolvida Aydin (2009). De acordo com o autor, o cuidado com as dimensões das amostras é essencial para que a energia de impacto não seja dissipada em forma de ondas ou rachaduras, pois os pontos de impacto estão muito próximos dos limites dos corpos de prova.

Ainda, de acordo com Aydin (2009), o ensaio deve ser realizado com o pistão sempre perpendicular à superfície da amostra de rocha, a fim de evitar remoção de lascas e dissipação da energia.

Além disso, Brandi *et al.* (2015) ressaltam que os resultados obtidos em direções diferentes da horizontal sofrem ação da gravidade e por isso, devem ser normalizados por meio de curvas de correção. Estas curvas são fornecidas pelo fabricante do equipamento ou padronizadas pela ISRM (1978).

Aydin (2009) reporta que, em testes de campo, o valor de rebote médio tende a diminuir devido a maior dispersão de resultados. Enquanto em laboratório, a dimensão limitada das amostras pode originar problemas em decorrência da geometria, do confinamento lateral e da rugosidade de pequena escala das amostras.

Em geral, os valores de rebote obtidos para superfícies rugosas são menores que os obtidos para superfícies lisas, devido a maior dissipação de energia provocada pelas irregularidades da superfície, resultando em uma área de contato menor entre rocha e pistão.

Katz *et al.* 2000 mostram, a partir de testes executados em campo com o Martelo Schmidt, que quanto mais polidas forem as superfícies de ensaio, menor será a dispersão de resultados e maiores são os valores de rebote.

O aumento da heterogeneidade dos minerais da rocha provocado pela sua alteração resulta em valores de rebotes significativamente diferentes, aumentando a dispersão de valores (Aydin, 2009). Além disso, os resultados obtidos em superfícies com descontinuidades são diferentes daqueles obtidos nas partes intactas do maciço (Guerreiro, 2000).

A irregularidade das juntas e a ação do intemperismo influenciam os resultados do ensaio e dificultam a análise, principalmente em profundidade (Barton, 1973; Williams & Robinson, 1983; Oliveira, 2017; Oliveira *et al.*, 2018).

Sendo assim, destaca-se que há variações intrínsecas ao ensaio e que não estão relacionadas à alteração das rochas, são os chamados efeitos de segunda ordem. O controle total destes efeitos de segunda ordem é impossível na prática de engenharia, porém o aumento do número de ensaios é importante na redução destes efeitos para níveis satisfatórios.

Na literatura, é possível encontrar diversas correlações empíricas entre a resistência à compressão e o valor de rebote de rochas e juntas, desenvolvidas para diferentes tipos de materiais. Algumas destas correlações são apresentadas na Tabela 2.10, junto à descrição do tipo de rocha e dos intervalos de resistência e rebote utilizados em cada estudo. Grande parte destas correlações foram reportadas por Aydin & Basu (2005).

Tabela 2.10 - Correlações entre o rebote do martelo Schmidt e a resistência à compressão uniaxial e o módulo de elasticidade.

REFERÊNCIA	CORRELAÇÃO	r	TIPO DE ROCHA	σ_c (MPa)	R
Deere & Miller, 1966	$\sigma_c = 9,97 * e^{(0,02 * R_L * \rho)}$	0,94	28 litologias	22-358	23-59
Aufmuth, 1973	$\sigma_c = 0,326 * (R_L * \rho)^{1,348}$	0,80	25 litologias	12-362	10-54
Dearman & Irfan, 1978	$\sigma_c = 0,00016 * R_L^{3,47}$	-	Granito (Grau I a IV)	11-266	23-62
Beverly <i>et al.</i> , 1979	$\sigma_c = 12,74 * e^{(0,0185 * R_L * \rho)}$	-	20 litologias	38-218	-
Kidybinski, 1980	$\sigma_c = 0,52 * e^{(0,05 * R_L * \rho)}$	-	Carvão, folhelho, lamito siltito e arenito	-	-
Singh <i>et al.</i> , 1983	$\sigma_c = 2,0 * R_L$	0,86	Arenito, siltito, lamito e seatearth	12-73	10-35
Shorey <i>et al.</i> , 1984	$\sigma_c = 0,40 * R_N - 3,60$	0,94	Carvão	3-13	15-40
Haramy & DeMarco, 1985	$\sigma_c = 0,994 * R_L - 0,383$	0,70	Carvão	7-46	12-44
Ghose & Chakraborti, 1986	$\sigma_c = 0,88 * R_L - 12,11$	0,87	Carvão	13-41	28-53
O'Rourke, 1989	$\sigma_c = 4,85 * R_L - 76,18$	0,77	Arenito, Siltito, calcário e anidrita	14-215	19-52
Cargill & Shakoore, 1990	$\sigma_c = 3,32 * e^{(0,043 * R_L * \rho)}$	0,93	Arenitos	35-271	27-49
Sachpazis, 1990	$\sigma_c = 0,233 R_L + 15,724$	0,96	33 carbonatos diferentes	22-311	16-60
Xu <i>et al.</i> , 1990	(a) $\sigma_c = 2,98 * e^{(0,06 * R_L)}$	0,95	Micaxisto	9-56	17-53
	(b) $\sigma_c = 2,99 * e^{(0,06 * R_L)}$	0,91	Prasinito	8-145	21-64
	(c) $\sigma_c = 2,98 * e^{(0,063 * R_L)}$	0,94	Serpentino	-	-
	(d) $\sigma_c = 3,78 * e^{(0,05 * R_L)}$	0,93	Gabro	-	-
	(e) $\sigma_c = 1,26 * e^{(0,052 * R_L * \rho)}$	0,92	Lamito	-	-

Gokceoglu, 1996	$\sigma_c = 0,0001 \cdot R^{3,27}$	0,84	Marga	-	-
Kahraman, 1996	$\sigma_c = 0,00045 \cdot (R_N \cdot \rho)^{2,46}$	0,96	10 litologias	-	-
Katz <i>et al.</i> , 2000	$\sigma_c = 2,208 \cdot e^{(0,067 \cdot R_N)}$	0,96	Calcário, arenito, sienito e granito	11-259	24-73
Kahraman, 2001	(a) $\sigma_c = 6,97 \cdot e^{(0,014 \cdot R_N \cdot \rho)}$	0,78	Carbonatos	4-153	15-70
	(b) $\sigma_c = 1,45 \cdot e^{(0,07 \cdot R_L)}$	0,92	Granito (Classe I e IV)	6-196	20-65
	(c) $\sigma_c = 0,92 \cdot e^{(0,07 \cdot R_N)}$	0,94		-	-
Yilmaz & Sendir, 2002	$\sigma_c = 2,27 \cdot e^{(0,06 \cdot R_L)}$	0,91	Gipso	15-30	30-44
Yasar & Erdgan, 2004	$\sigma_c = 0,000004 \cdot R_L^{4,292}$	0,80	Carbonatos, arenito, mármore e basalto	40-112	45-55
Aydin & Basu, 2005	$\sigma_c = 0,917 \cdot e^{(0,067 \cdot R_N)}$	0,94	Granito	-	-
Fener <i>et al.</i> , 2005	$\sigma_c = 4,24 \cdot e^{(0,059 \cdot R_N)}$	0,81	9 litologias	87-203	53-62
Buyuksagis & Goktan, 2007	$\sigma_c = 2,101 \cdot e^{(0,0613 \cdot R_N)}$	0,95	27 litologias	18-292	40-83
Shalabi <i>et al.</i> , 2007	$\sigma_c = 3,201 \cdot R_L - 46,59$	0,76	Dolomito e calcário dolomítico	11-127	23-45
Kiliç & Teymen, 2008	$\sigma_c = 0,0137 \cdot R_N^{2,2721}$		11 litologias	5-235	17-64
Torabi <i>et al.</i> , 2011	$\sigma_c = 0,0465 \cdot R_L^2 - 0,1756 \cdot R_L + 27,682$	0,86	Siltito, arenito e xisto	25-224	16-67
Oliveira, 2017	$\sigma_c = 3,8181 \cdot e^{(0,0567 \cdot R_N)}$		Gnaisse	1-114	14-69
Lopes, 2019	$\sigma_c = 10,121 \cdot e^{(0,046 \cdot R_N)}$		Gnaisse	30-140	27-57

σ_c = resistência à compressão uniaxial (MPa); ρ = massa específica (g/cm³); R_L e R_N = valor de rebote para martelos tipo L e N, respectivamente; e = logaritmo neperiano; r = coeficiente de regressão.

Grande parte das correlações da literatura foram obtidas utilizando o Martelo tipo L. Desta forma alguns estudos foram desenvolvidos com o intuito de estabelecer correlações entre os dois tipos de martelo. Aydin & Basu (2005) comparam os resultados dos martelos tipo L e N, e propõem a seguinte correlação de rebote:

$$R_L = \frac{R_N - 6,3679}{1,0646}$$

Eq. 2.10

Onde:

R_L – Rebote obtido com Martelo Schmidt, tipo L; e

R_N – Rebote obtido com Martelo Schmidt, tipo N.

2.6 ESTABILIDADE DE TALUDES

A análise de estabilidade de taludes de corte em rocha é extremamente necessária nas obras de engenharia. A atitude (direção e mergulho) desfavorável e crítica dos taludes e a distribuição espacial e frequência das descontinuidades presentes na rocha são alguns dos fatores que podem resultar na instabilidade dos taludes. Além disso, as estruturas escavadas em rocha podem ser afetadas pelas características do maciço, pela presença de zonas de fraqueza, pela presença da água e pelos mecanismos de ruptura (Damasceno, 2008).

A litologia tem grande importância na conformação das encostas e pode ter sua evolução e estabilidade condicionadas às ações antrópicas. Além disso, fatores como clima, vegetação, características e comportamentos e intemperismo possuem papel fundamental na estabilidade dos taludes rochosos (Wolle, 1981).

Segundo Costa Nunes (1982, 1992) os fenômenos de movimentos de massa podem resultar de um conjunto de fatores, sendo os principais:

- i. Propriedades mecânicas dos materiais constituintes, sendo as principais: massa específica, ângulo de atrito, coesão, estrutura, sensibilidade à água;
- ii. Conformação do talude e maciços adjacentes, ou seja, a geometria da ruptura;
- iii. Influência da água: desenvolvimento das pressões intersticiais estáticas e de percolação, diminuição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, modificação da estrutura dos terrenos, erosão subterrânea (*piping*), erosão superficial;
- iv. Constituição e distribuição das descontinuidades no maciço: as descontinuidades da rocha, tais como diaclases, fraturas e falhas, têm influência radical na estabilidade.
- v. Tensões internas nos maciços: tensões internas, seja devido às causas tectônicas, inclusive durante a formação da rocha, seja devido ao próprio peso.
- vi. Abalos, sismos e explosões.

Sendo assim, a estabilidade de taludes rochosos é influenciada por muitos fatores, como condições de tensão e drenagem, propriedades mecânicas do maciço e distribuição de descontinuidades. A presença de juntas representa, em geral, uma zona de fraqueza, na qual as propriedades dessas descontinuidades controlam a estabilidade do maciço rochoso com relação ao cisalhamento e à deformação (Barton *et al.*, 2023).

De acordo com Barton *et al.* (2023), existem duas abordagens principais para a avaliação da condição de estabilidade de taludes rochosos, considerando a influência e propriedades das juntas: abordagem descontínua e contínua.

A abordagem descontínua modela a estrutura geológica presente no maciço, permitindo que as descontinuidades controlem a deformação e os modos de ruptura.

A abordagem contínua corresponde à simulação do maciço rochoso como um meio que assume as propriedades das juntas, transformando a descontinuidade do talude em um meio contínuo hipotético.

Segundo os autores, ambas as abordagens são aplicáveis a condições específicas. A abordagem descontínua é mais apropriada quando a estrutura geológica controla a anisotropia, a deformação e a resistência do maciço. Já a abordagem contínua é mais apropriada quando a frequência e orientação das juntas são tais que não existem caminhos preferenciais de ruptura e/ou deformação.

O modelo constitutivo de Barton-Bandis para resistência ao cisalhamento de juntas representa uma metodologia confiável para a determinação da estabilidade de taludes rochosos com descontinuidades, podendo ser utilizados métodos de equilíbrio limite para esta análise.

2.6.1 Análise determinística

Em geral, as análises de estabilidade na geotecnia são realizadas levando-se em consideração análises determinísticas, nas quais é obtido um fator de segurança dado pela relação entre esforços resistentes e

solicitantes. Para determinação destes esforços, são utilizados valores médios dos parâmetros e características do solo.

Dentre os métodos mais consagrados para análise da estabilidade de um talude, está a teoria do equilíbrio limite. Esta teoria se baseia no equilíbrio entre os esforços solicitantes e resistentes de uma massa de solo ou rocha. Para isto, são assumidas algumas hipóteses simplificadoras, dentre elas:

- i. O material se comporta como material rígido-plástico, ou seja, sofre ruptura sem deformar;
- ii. As equações de equilíbrio são válidas até a iminência da ruptura;
- iii. O fator de segurança é constante ao longo da superfície de ruptura.

Os métodos das fatias se baseiam na teoria de equilíbrio limite e assumem diferentes hipóteses simplificadoras com o intuito de obter o equilíbrio entre esforços resistentes e solicitantes para cada fatia da massa de solo ou rocha. Dentre os métodos mais conhecidos estão os métodos de Fellenius (1936), Bishop simplificado (1955), Morgenstern-Price (1965) e Spencer (1967).

2.6.2 Análise probabilística

Nas análises determinísticas, o uso de parâmetros médios desconsidera as incertezas que envolvem as análises de estabilidade de uma estrutura ou talude, como parâmetros de resistência, estratigrafia do local, nível do lençol freático, entre outras.

As análises probabilísticas surgem como uma forma de contabilizar essas incertezas, complementando as análises determinísticas e fornecendo uma distribuição da probabilidade de ruptura relacionada a cada valor de FS. Desta forma, é possível avaliar a distribuição do FS como sendo uma variável dependente da distribuição de diversas variáveis independentes.

A Figura 2.21 apresenta duas curvas de distribuição do FS, nas quais é possível observar que para o FS igual à 1,5, foi obtido uma probabilidade de ruptura maior que a obtida para um FS igual a 1,2, ou seja, a probabilidade de falha está ligada à variação e incertezas com relação às variáveis independentes e não ao fator de segurança.

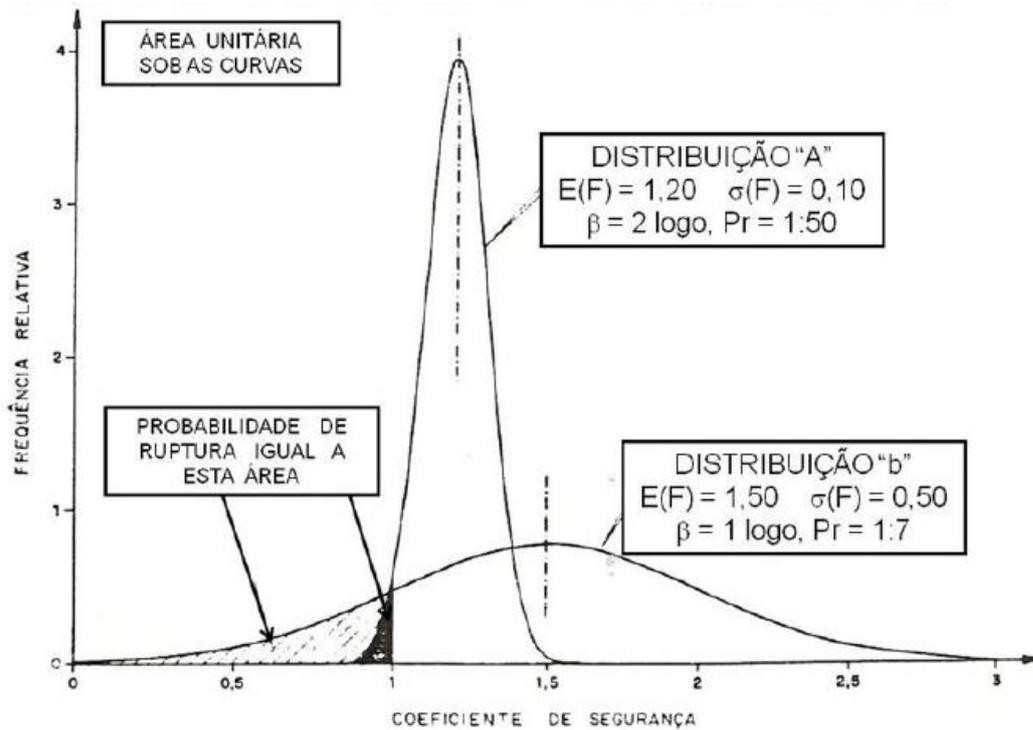


Figura 2.21 - Função densidade de probabilidade de FS para casos A e B (adaptado de Sandroni & Sayão, 1992).

Na abordagem determinística, comumente adotada na engenharia, as incertezas são incorporadas em margens de segurança. Após diversos acidentes históricos, a análise e gestão de riscos foi integrada às tomadas de decisão da engenharia, a fim de integrar as probabilidades de ruptura aos impactos e danos que possam ser causados por ela.

Na abordagem probabilística, uma variável ou indicador de desempenho y (FS, recalque, vazão, entre outros) é descrito por meio de uma função matemática, cuja distribuição estatística permite que sejam calculados o valor mais provável e a probabilidade de falha associada a cada valor (Assis *et al.*, 2018), dada por:

$$y = f(x_1, x_2, \dots, x_n)$$

Eq. 2.11

Onde:

y – Indicador de desempenho ou variável dependente; e

x_i – São as variáveis que afetam o cálculo do indicador de desempenho, também chamadas de variáveis independentes.

Para definir a probabilidade de ruptura de uma estrutura, é necessário estabelecer:

- i. Indicador de desempenho que será avaliado e o seu valor crítico (por exemplo: FS com valor crítico de 1,5);
- ii. Distribuição estatística das variáveis que afetam o cálculo do indicador (parâmetros dos materiais, carregamentos, nível d'água, entre outros);
- iii. Método probabilístico mais adequado;
- iv. Interpretação dos resultados da análise probabilística a fim de definir a probabilidade de falha.

Para obtenção da distribuição estatística dos dados de entrada, caso existam dados amostrais devem ser calculados os valores médios e desvios, construído o histograma de valores e feito o melhor ajuste de distribuição estatística que defina esta função (normal, lognormal, exponencial, beta, entre outras).

Os métodos probabilísticos permitem a obtenção da distribuição da probabilidade de uma variável dependente (indicador de desempenho) com base nas distribuições estatísticas de suas variáveis independentes, como mostrado na Figura 2.22.

Alguns dos principais métodos probabilísticos são: método da aproximação de primeira ordem da variância (FOSM), método dos pontos de estimativa de Rosenblueth (PEM) e método de Monte Carlo (MMC).

O método de FOSM é um método mais rápido e que requer apenas a média e o desvio padrão dos dados, além disso, ele permite obter o peso de cada variável independente na variância final. Porém, o FOSM tem como desvantagens a limitação do resultado à variabilidade apenas dos dados de entrada e requer assumir uma distribuição de probabilidade.

Quanto ao PEM, ele possui um tempo de processamento intermediário quando comparado ao MMC e ao FOSM, e, assim como o FOSM, requer apenas média e desvio padrão dos dados, sendo necessário assumir uma distribuição de probabilidade.

Já o MMC tem como vantagem a exatidão da solução e a obtenção da distribuição de probabilidade, porém o método requer distribuições estatísticas dos dados e um grande esforço computacional.

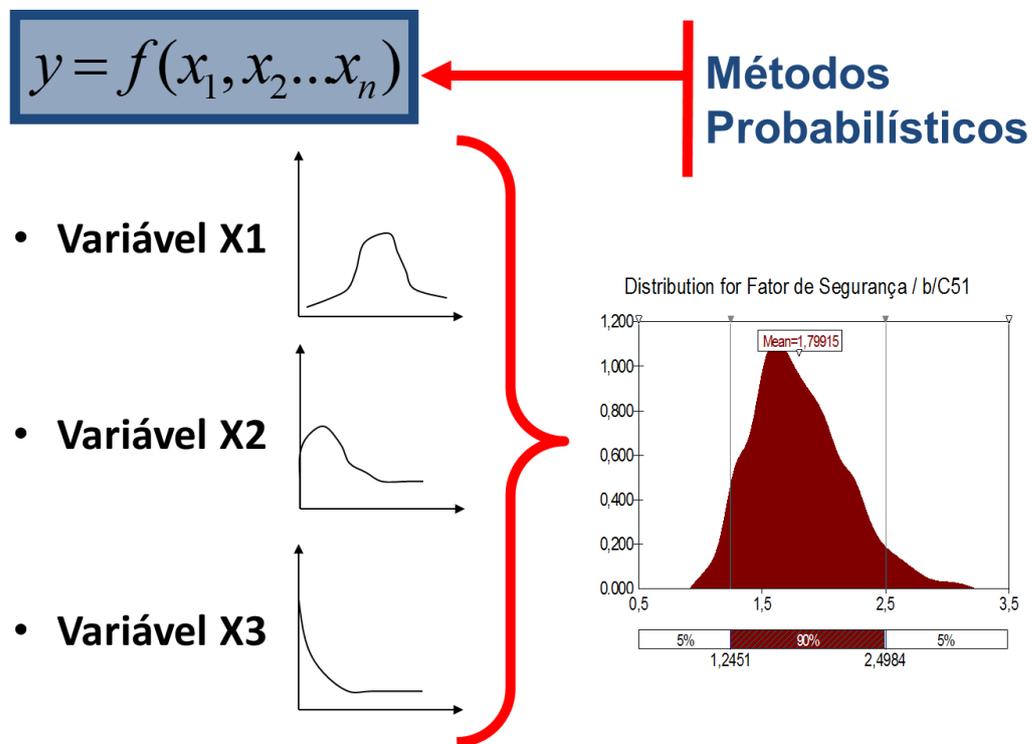


Figura 2.22 - Métodos probabilísticos aplicados a funções de engenharia para obtenção da distribuição de probabilidade da variável dependente que define o indicador de desempenho (Assis *et al.*, 2018).

2.6.3 Método da Aproximação de Primeira Ordem da Variância (FOSM)

O FOSM foi desenvolvido como uma expansão da série de Taylor da equação da variância de uma variável dependente y em função de variáveis aleatórias independentes, onde essa expansão é truncada nos seus termos de primeira ordem.

Segundo Griffith (2007), este método define aproximações para a média e desvio padrão da variável dependente, a partir dos valores médios e desvios de todas as variáveis aleatórias independentes. Sendo assim, neste método não é necessária a determinação da função de distribuição de probabilidade das variáveis independentes, ou seja, o cálculo da probabilidade de ruptura é baseado apenas nos momentos da distribuição estatística (média e desvio padrão) das variáveis aleatórias.

Considerando $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ como variáveis aleatórias no cálculo do FS, o valor médio de X e de sua função de desempenho são representadas por \bar{X} e $F(\bar{X})$ e dadas por:

$$X = (x_1, x_2, \dots, x_N)$$

Eq. 2.12

$$F(X) = G(x_1, x_2, \dots, x_N)$$

Eq. 2.13

A série de Taylor para a expansão da função $F(X)$ para o ponto $X=\bar{X}$ é dada por:

$$F(X) = f(\bar{X}) + \frac{f'(\bar{X})}{1!}(X - \bar{X}) + \frac{f''(\bar{X})}{2!}(X - \bar{X})^2 + \dots + \frac{f^{(N-1)}(\bar{X})}{(N-1)!}(X - \bar{X})^{(N-1)} + R_N$$

Eq. 2.14

Onde,

$f^{(N)}(\bar{X})$ – Enésima derivada avaliada para $x=\bar{X}$;

R_N – É o resto, podendo ou não ser igual a zero.

Truncando a série apresentada na Eq. 2.14 na primeira derivada, obtém-se:

$$F(X) = f(\bar{X}) + f'(\bar{X})(X - \bar{X})$$

Eq. 2.15

Elevando a Eq. 2.15 ao quadrado e manipulando-a algebricamente, obtém-se uma aproximação para a variância, dada por:

$$V[F(X)] = (f'(\bar{X}))^2 V(X)$$

Eq. 2.16

Sendo assim, para N variáveis aleatórias independentes e conservando somente os termos lineares na Série de Taylor para o FS, obtém-se:

$$V(F) = \sum_{i=1}^N \left(\frac{\partial FS}{\partial x_i} \right)^2 V(x_i)$$

Eq. 2.17

Caso haja dependência entre dois parâmetros x e y, a variância do FS é aproximado por:

$$V(F) = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \left(\frac{\partial FS}{\partial x_i} \right) \cdot \left(\frac{\partial FS}{\partial y_j} \right) Cov(x_i, y_j)$$

Eq. 2.18

Christian *et al.* (1994) apresentam metodologia para aproximação das derivadas parciais por meio de simplificação baseada no método de diferenças divididas. A metodologia consiste na variação incremental de cada parâmetro definido como variável aleatória e obtenção da respectiva variação no FS. A aproximação da derivada parcial em relação à cada parâmetro é obtida pela razão entre a variação do FS e a variação do parâmetro, conforme indicado por:

$$\left(\frac{\delta FS}{\delta x_i}\right) = \frac{FS(x_i + \delta x_i) - FS(x_i)}{\delta x_i}$$

Eq. 2.19

Uma aplicação direta do método FOSM é o Método do Índice de Confiabilidade, muito utilizado na avaliação estatística do fator de segurança de taludes. Os procedimentos sugeridos por Assis *et al.* (2018) são:

- i. A variância do coeficiente de segurança, $V[FS]$, calculada por meio da formulação de primeira ordem (FOSM). O cálculo consiste na obtenção das parcelas de variância do FS causadas por cada um dos parâmetros (γ , c , ϕ , piezometria etc.) envolvidos no cálculo de FS. A avaliação destas parcelas estabelece a importância relativa de cada um dos parâmetros conduzindo as proposições de projeto;
- ii. O índice de confiabilidade, β , do coeficiente de segurança, é definido pela seguinte expressão, uma vez que o FS crítico é igual a 1,0:

$$\beta = \frac{\{E[FS] - 1\}}{\sigma[FS]}$$

Eq. 2.20

Onde:

$E[FS]$ – valor usual (determinístico), do coeficiente de segurança calculado com os parâmetros médios;

$\sigma[FS]$ – desvio-padrão do coeficiente de segurança.

O método relaciona o índice β com a probabilidade de ruptura, o que permite uma avaliação mais consistente da estabilidade. A probabilidade de ruptura é dada pela parcela da área sob a curva unitária de distribuição de frequência (função densidade de probabilidade) do FS correspondentes a valores de FS inferiores a 1,0.

Dell'Avanzi (1995) recomenda o uso de variações não superiores à 10% para cada parâmetro, a fim de garantir que a variação do FS seja contante e independente.

2.6.4 Método de Monte Carlo (MMC)

O Método de Monte Carlo busca encontrar uma solução numérica aproximada para a distribuição de probabilidade da variável dependente, por meio de uma técnica em que é gerada uma sequência de números aleatórios que caracterizam a função $F(X)$ de forma representativa. À medida em que o número de valores gerados tende a infinito, o resultado se torna mais preciso e exato. Porém, devido à impossibilidade de realização de infinitas simulações, um número mínimo de simulações (N) foi sugerido por Harr (1987), conforme apresentado pela expressão:

$$N = \left[\frac{(h_{\alpha/2})^2}{4\epsilon^2} \right]^n$$

Eq. 2.21

Onde,

ϵ – Representa a tolerância (erro) admitido na aproximação do MMC;

n – Número de variáveis aleatórias independentes que afetam a variável dependente;

$h_{\alpha/2}$ – Parâmetro de confiabilidade, dado como uma função do nível de confiança $(1 - \alpha)$, apresentado na Tabela 2.11.

Após a repetição do processo de cálculo N vezes, para todos os valores das variáveis independentes, é obtida uma amostra de valores discretos da variável $F(X)$, permitindo que sejam calculados sua média, desvio-padrão e a distribuição probabilística que melhor se ajustar, além da probabilidade de ruptura.

Conforme dito anteriormente, o método de Monte Carlo pode exigir um grande esforço computacional, o que pode onerar o processo de análise

probabilística ou até mesmo impossibilitá-lo. Atualmente, a disponibilidade de programas que permitem a aplicação do método e a melhoria do processamento dos computadores têm tornado a análise por MMC mais acessível.

Tabela 2.11 – Parâmetro de confiabilidade para a distribuição normal (Harr, 1987).

Nível de confiança (%) (1 - α)	$h_{\alpha/2}$
85,00	1,44
90,00	1,64
95,00	1,96
95,45	2,00
98,00	2,33
99,00	2,58
99,50	2,81
99,73	3,00
99,90	3,29
99,99	3,89
99,99	4,00

3 AHE SIMPLÍCIO, MATERIAIS E METODOLOGIA

O AHE Simplício – Queda única está localizado entre os municípios de Três Rios (RJ), Sapucaia (RJ), Chiador (MG) e Além Paraíba (MG), e se estende paralelamente à margem esquerda do Rio Paraíba do Sul, ou seja, está localizado na margem que pertence ao estado de Minas Gerais (Figura 3.1).

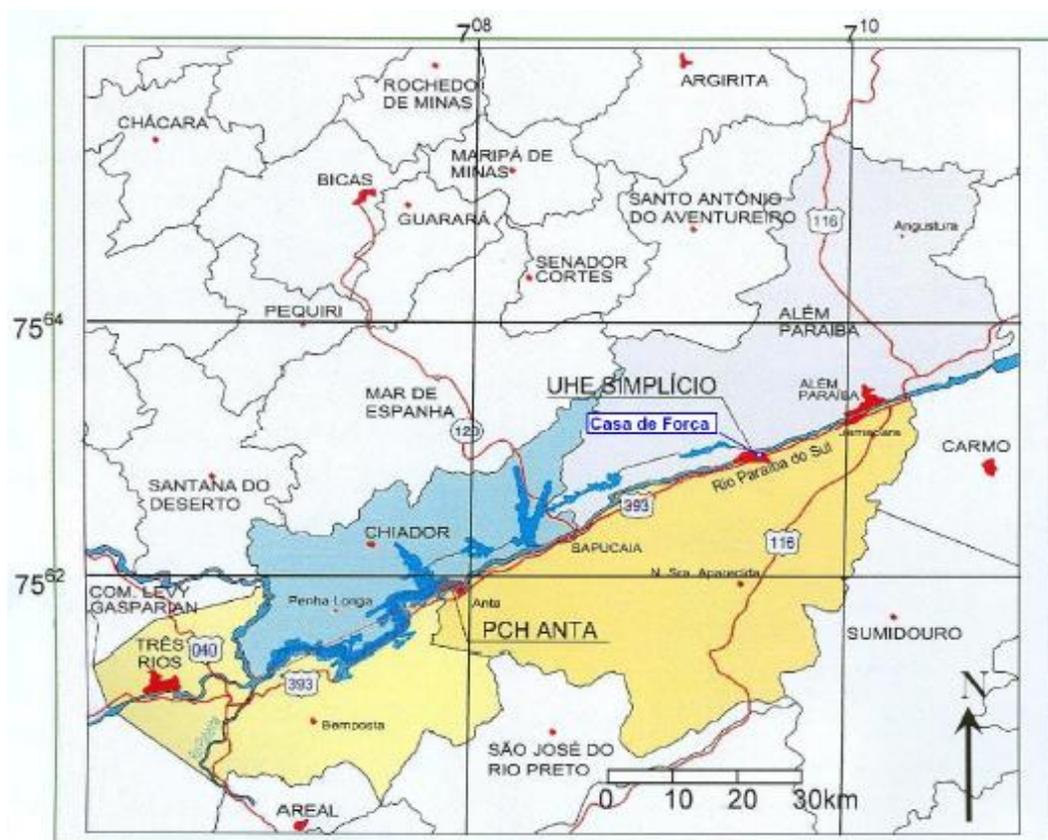


Figura 3.1 - Mapa do AHE-Simplício e vias de acesso (Marchesi, 2008).

O acesso ao empreendimento pode ser feito tanto pelo estado do Rio de Janeiro quanto por Minas Gerais, seguindo pelas rodovias BR-040 ou BR-116 até o entroncamento com a BR-393, em direção aos municípios de Além Paraíba ou Três Rios, respectivamente.

O empreendimento AHE Simplício é composto pela Pequena Central Hidrelétrica de Anta (PCH Anta), onde é feito o barramento do rio, e pela Usina Hidrelétrica de Simplício (UHE Simplício). Após o barramento, parte da vazão é desviada por um circuito de adução que possui

aproximadamente 30km de extensão e conta com canais, túneis, reservatórios e diques. Esse circuito é responsável por levar a água até a casa de força da UHE Simplício, onde a geração de energia é feita por meio de queda única, que aproveitou o desnível natural local de 115m (Machado, 2012).

O barramento do rio foi feito na margem direita, a montante do distrito de Anta, onde foram instaladas uma barragem, um vertedouro e uma casa de força complementar. A barragem foi construída em concreto compactado a rolo (CCR) e possui altura máxima de 29,5m, comprimento de crista de 275m e nível d'água do reservatório na elevação 251,5m. O vertedouro é composto por três vãos de 15m de largura, equipado com comportas do tipo segmento e junto com a barragem é capaz de escoar 8500 m³/s. A casa de força complementar (PCH Anta) conta com duas turbinas que juntas geram 28 MW de potência.

As obras que interligam o barramento em Anta com casa de força em Simplício têm início após o reservatório de Anta, com um canal escavado em rocha e solo que é seguido de túneis, reservatórios, diques e outros canais, formando o circuito hidráulico de aproximadamente 30km de extensão. A adução da água até a casa de força é feita com auxílio de um canal associado a três túneis forçados, onde a energia é gerada por três turbinas com potência de 101,9MW, garantindo assim uma potência instalada de 305,7MW (Viana, 2010).

3.1 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

O local onde se encontra o AHE Simplício está inserido na unidade do Lineamento Além Paraíba, também conhecida como Zona de Cisalhamento do Rio Paraíba do Sul. Esta Zona de Cisalhamento apresenta rochas ígneas e metamórficas de alto grau que constituem a parte central da estrutura denominada Faixa Ribeira (Dehler & Machado, 2002; Viana, 2010).

A Faixa Ribeira se encontra ao sul do Cráton São Francisco e as rochas locais apresentam intenso metamorfismo em função da presença de falhas regionais expressivas na direção nordeste (Figura 3.2). A

formação dessa faixa está associada a sucessivas colisões entre terrenos e a margem sul do Cráton São Francisco.

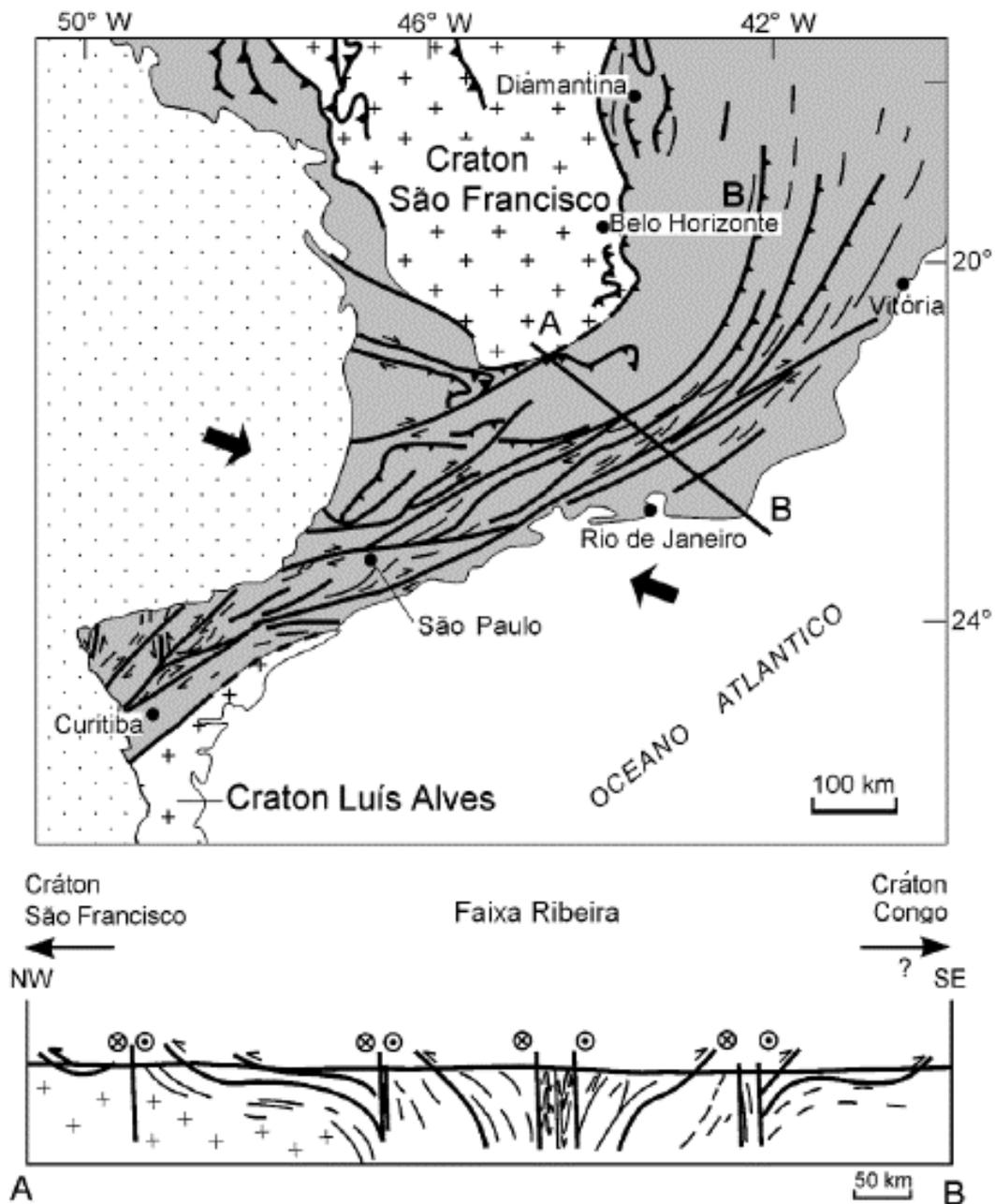


Figura 3.2 - Localização da Faixa Ribeira em Planta e Corte (Marchesi, 2008).

A Zona de Cisalhamento ou Lineamento do Além Paraíba é uma zona de falha transcorrente, e como pode ser observado na Figura 3.3, caracteriza-se por seu relevo expressivamente alinhado a aproximadamente N60E (Marchesi, 2008).

A área se localiza entre as escarpas da Serra do Mar (a sudeste) e da Serra da Mantiqueira (a noroeste), formando um vale tectônico que se insere no alinhamento de cristas do Paraíba do Sul, onde sua morfologia resulta de uma acentuada influência geológica, dando origem a um conjunto de fraturas e falhas que exercem forte controle sobre a rede de drenagem (Marchesi, 2008).



Figura 3.3 - Alinhamento topográfico marcante da Zona de Cisalhamento do Rio Paraíba do Sul entre os municípios de Além Paraíba e Sapucaia (Marchesi, 2008).

De acordo com Marinho (2007), a área do aproveitamento é constituída principalmente por rochas gnáissicas com forte tendência ao desgaste físico devido aos intensos processos tectônicos ocorridos na região e que deram origem a muitas falhas, diaclases e foliações acentuadas.

Quanto ao clima, a região apresenta clima úmido e precipitação anual acima de 1200mm, o que provoca uma intensa alteração nas rochas a partir das fraturas, gerando mantos de intemperismo bastante desenvolvidos, que se tornam mais susceptíveis ao escorregamento e à erosão.

A geologia do entorno do AHE Simplício é composta por substrato cristalino de gnaisses, migmatitos e rochas granitoides, intrudidos por

diques de diabásio e recobertos parcialmente por depósitos de solos aluvionares, coluvionares e residuais (Valeriano, 2006; Marinho, 2007).

3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS ESTUDADOS

Neste item são descritos os locais do circuito hidráulico de onde foram retiradas as amostras que foram estudadas por Machado (2012), Salles (2013), Oliveira (2017), Steffens (2018) e Lopes (2019).

Além disso, são reportados os procedimentos utilizados para caracterização e escolha das amostras de solo e rocha, que foram ensaiados em cada um dos cinco trabalhos citados, considerando a base da descrição feita por cada um dos autores.

Os materiais são apresentados por tipo: Solo residual, reportado e ensaiado por Machado (2012); e Gnaiss Simplício, com a descrição do material proveniente de sondagens, ensaiado por Salles (2012), Oliveira (2017), Steffens (2018) e Lopes (2019).

3.2.1 Solo residual e estruturas reliquias

Os estudos do solo residual do AHE Simplício foram realizados por Machado (2012) com o intuito de caracterizar as estruturas reliquias por meio de ensaios como granulometria, resistência ao cisalhamento e análises petrográficas, para assim entender o comportamento do solo residual de gnaiss condicionado à presença desse tipo de estrutura.

A área na qual foram coletadas as amostras de solo residual está localizada no desemboque do Túnel 5A, destacada na Figura 3.4. A implantação deste túnel deu origem a um talude de escavação em solo com aproximadamente 70m de altura na região do desemboque (Figura 3.5). A escavação apresenta geometria convexa, com taludes do tipo 1V:1,5H e alturas de 10 metros, intercalados com bermas de 5m de largura.

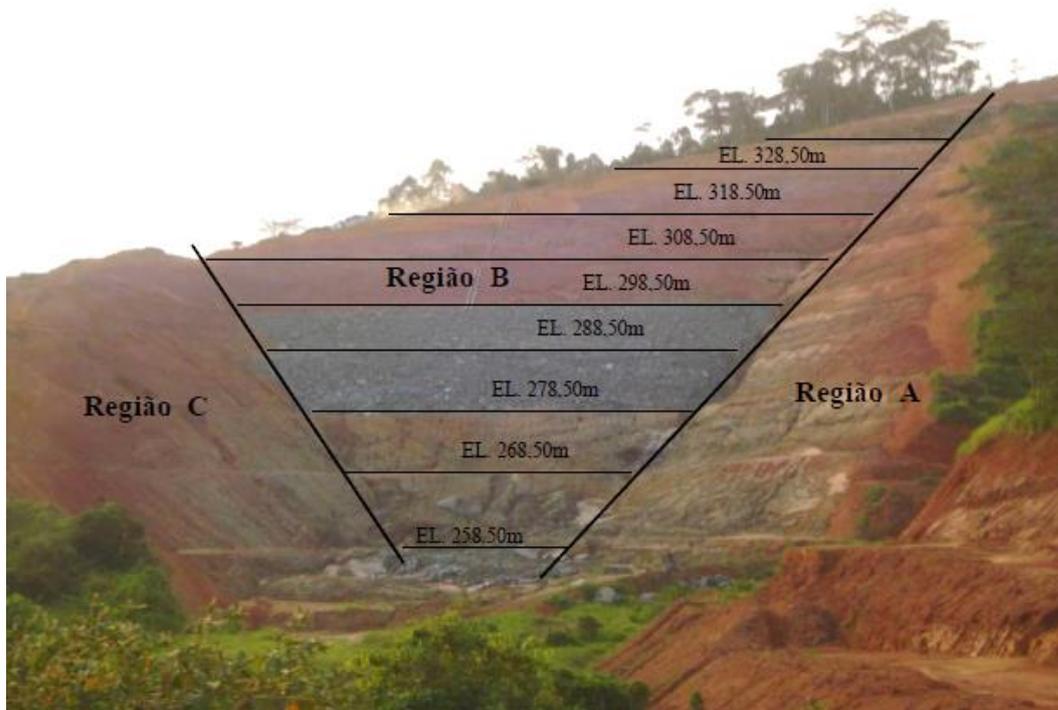


Figura 3.4 - Geometria do talude de escavação do desemboque do túnel 5A (Machado, 2012).

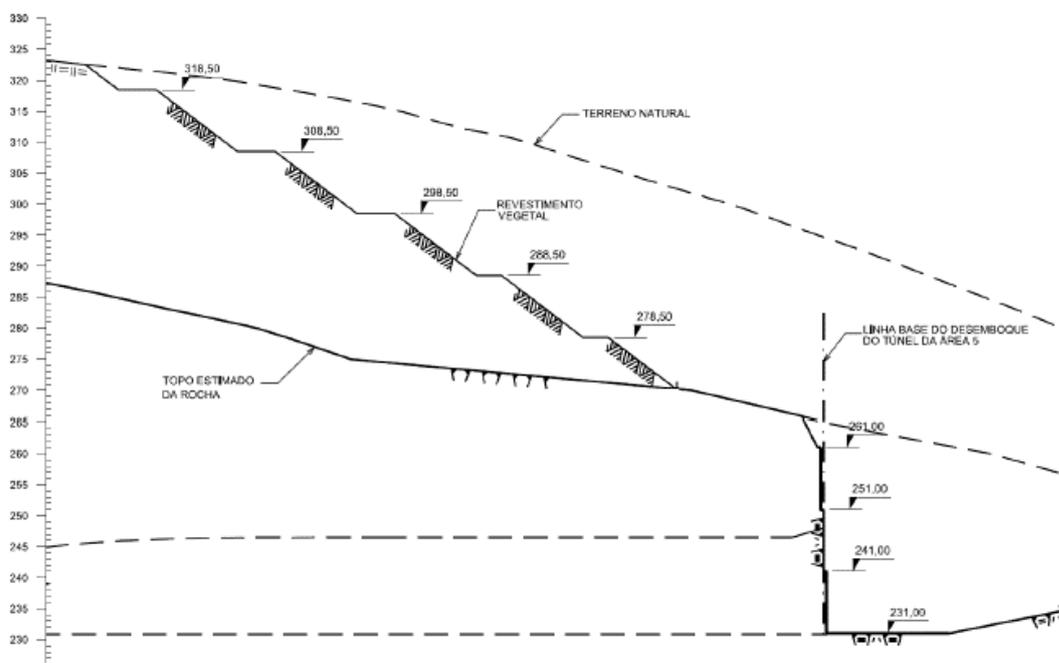


Figura 3.5 - Seção transversal da escavação do desemboque do túnel 5A (Machado, 2012).

Segundo Machado (2012), a face do talude de escavação revelou duas estratigrafias de solo, um solo coluvionar com espessura de cerca de 3 metros localizado na superfície e um solo residual jovem subjacente ao colúvio. O solo residual se apresentou bastante heterogêneo e com presença de estruturas reliquias da rocha, como planos de descontinuidades e foliação, que se tornam mais marcantes com o aumento da profundidade. Na Figura 3.6 é possível ver os traços das estruturas reliquias na face do talude de escavação.



Figura 3.6 - Traços das estruturas reliquias na face do talude (Machado, 2012).

Foram coletadas e ensaiadas amostras indeformadas do solo residual com presença de estruturas reliquias e um solo residual sem estruturas. De acordo com o estudo, o solo residual apresentou granulometria variada com porções mais arenosas e outras com predominância de material fino. Além disso, verificou-se a presença de um material preto na superfície de algumas estruturas reliquias, como pode ser visto na Figura 3.7.

Observa-se, na Figura 3.8, que a superfície das estruturas reliquias das amostras coletadas em maiores elevações apresentou menor quantidade de material preto, maior quantidade de minerais vermelhos e maior rugosidade, em comparação com a superfície daquelas amostras retiradas de elevações menores, corroborando a ação da alteração ao longo do perfil.



Figura 3.7 - Estrutura reliquiar com material preto na superfície (Machado, 2012).



Figura 3.8 - Estruturas reliquias: (a) elevação 303,30 (b) elevação 299,25 (Machado, 2012).

Os resultados da grande campanha de ensaios de cisalhamento direto mostraram ângulos de atrito 60% inferiores para amostras com estruturas reliquias em relação às amostras sem estruturas, indicando a relevância destas estruturas para a instabilidade do talude.

3.2.2 Gnaisse Simplício

A empresa Furnas Centrais Elétricas S.A. cedeu os testemunhos das sondagens rotativas realizadas na área do empreendimento e as amostras dos blocos para as pesquisas de alterabilidade. Para a seleção das amostras que seriam utilizadas em cada pesquisa foi levado em

consideração o nível de alteração da amostra (inalterada e alterada), além da quantidade e da representatividade do material disponível.

As pesquisas de Oliveira (2017) e Steffens (2018) foram desenvolvidas com os testemunhos de sondagem do AHE Simplício, tendo estes sido selecionadas e ensaiadas por Salles (2013).

A autora desta pesquisa (Lopes, 2019) realizou ensaios em amostras do tipo bloco, com diferentes dimensões, retirados da área do empreendimento e armazenadas ao longo de 10 anos em recipientes do tipo bombona, em área aberta da UFRJ. Além disso, foram realizados ensaios em campo, durante visita realizada em 2018, nas áreas da PCH Anta e da casa de força da UHE Simplício.

3.2.2.1 Amostras de sondagem ensaiadas por Salles (2013)

Para simular o efeito do fluxo de água pelos canais do circuito hidráulico, Salles (2013) construiu e utilizou um equipamento de Percolação para Alteração Acelerada, que permitiu promover em laboratório diversos níveis de alteração das amostras de gnaiss.

O material escolhido por Salles (2013) para a sua pesquisa foram os testemunhos provenientes do furo SR - 657, localizado no emboque do Túnel 1 e ao lado do Canal 1. A escolha deste furo se deu devido à qualidade das amostras desta sondagem, tendo sido consideradas intactas, e a quantidade de amostras disponíveis (oito caixas), que deveriam ser suficientes para promover diversos níveis de alteração nos ensaios de degradação.

Salles (2013) determinou o valor de RQD (*Rock Quality Designation*) dos furos de sondagem e classificou amostras de testemunhos provenientes de três áreas do empreendimento. A identificação dos testemunhos de sondagem disponíveis, a localização deles e a sua classificação são apresentadas na Tabela 3.1.

A Figura 3.9 a Figura 3.12 apresentam os testemunhos de sondagem recuperados do furo SR - 657. Os valores de RQD obtidos por

Salles (2013) para cada um dos trechos referentes ao avanço da sonda do furo SR-657 são apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.1 - Identificação, localização e nível de alteração dos testemunhos de sondagem (Salles, 2013).

Identificação do Furo	Coordenadas de GPS		Localização	Caixa	Nível de alteração	RQD Médio (%)
	Norte	Este				
SR – 657	7.563.777	707.486	Emboque Túnel 1	1 a 8	Intacto	85
SR – 3043	7.566.875	711.962	Desemboque Túnel 2A	1 a 2	Alterado	34
SR – 3044	7.566.906	711.970	Desemboque Túnel 2A	1 a 10	Alterado	50
SR – 3045	7.566.912	711.998	Desemboque Túnel 2A	1 a 2	Alterado	45
SR – SNº	7.571.812	718.744	Emboque Túnel 3	1 a 2	Intacto	95

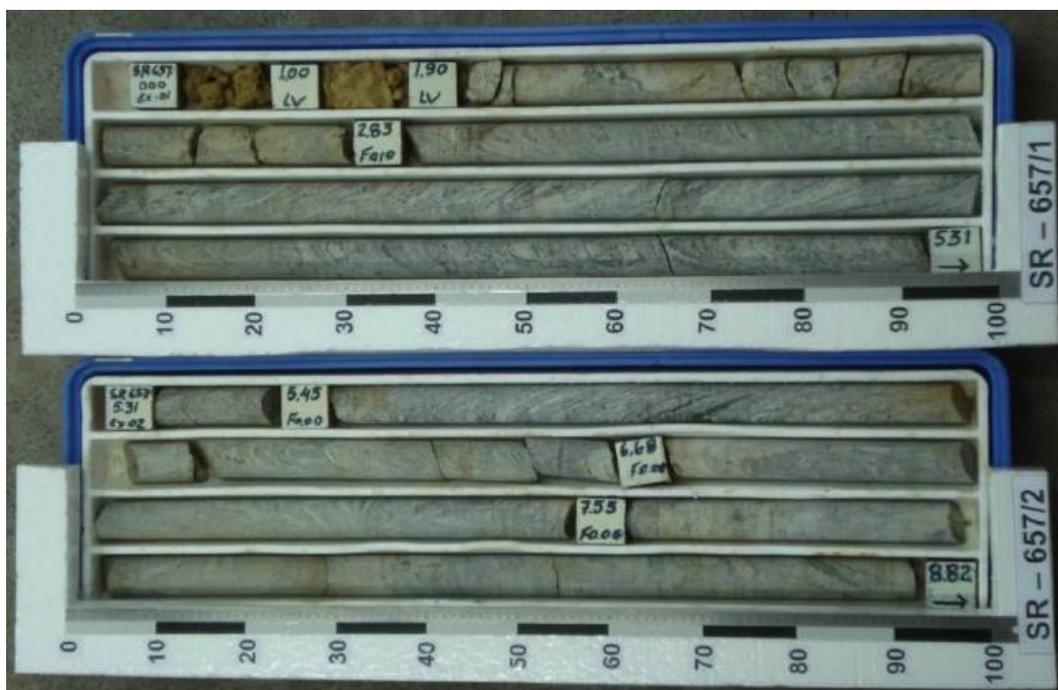


Figura 3.9 - Testemunho recuperado do furo de sondagem SR – 657: Profundidade de 0,00 a 8,82m (Salles, 2013).



Figura 3.10 - Testemunho recuperado do furo de sondagem SR – 657: Profundidade de 8,82 a 15,96m (Salles, 2013).

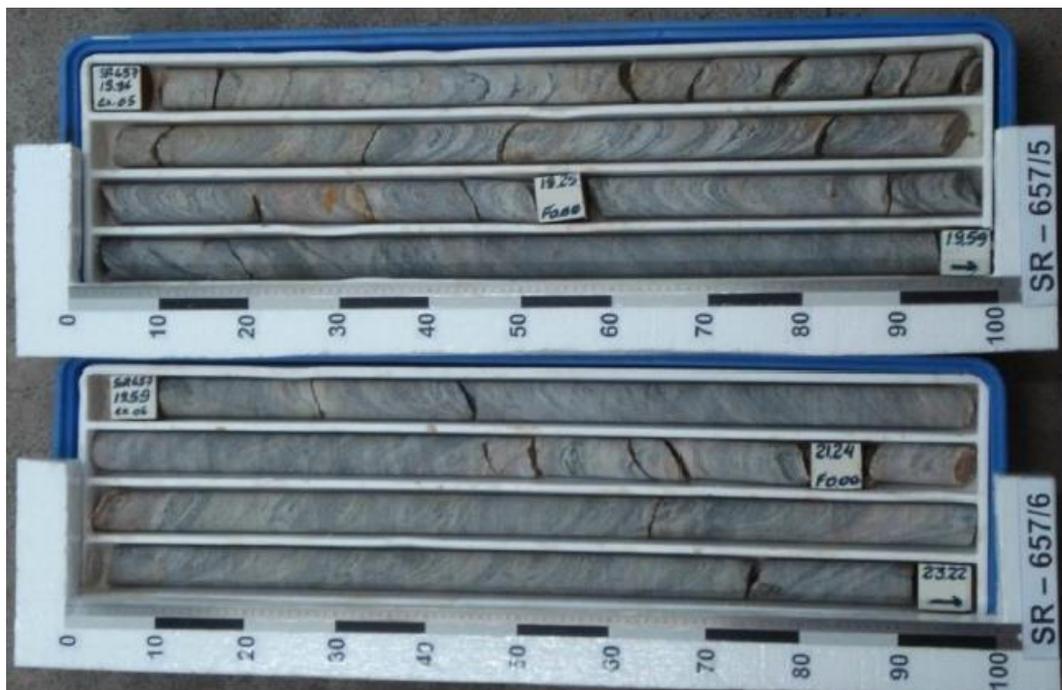


Figura 3.11 - Testemunho recuperado do furo de sondagem SR – 657: Profundidade de 15,96 a 23,22m (Salles, 2013).

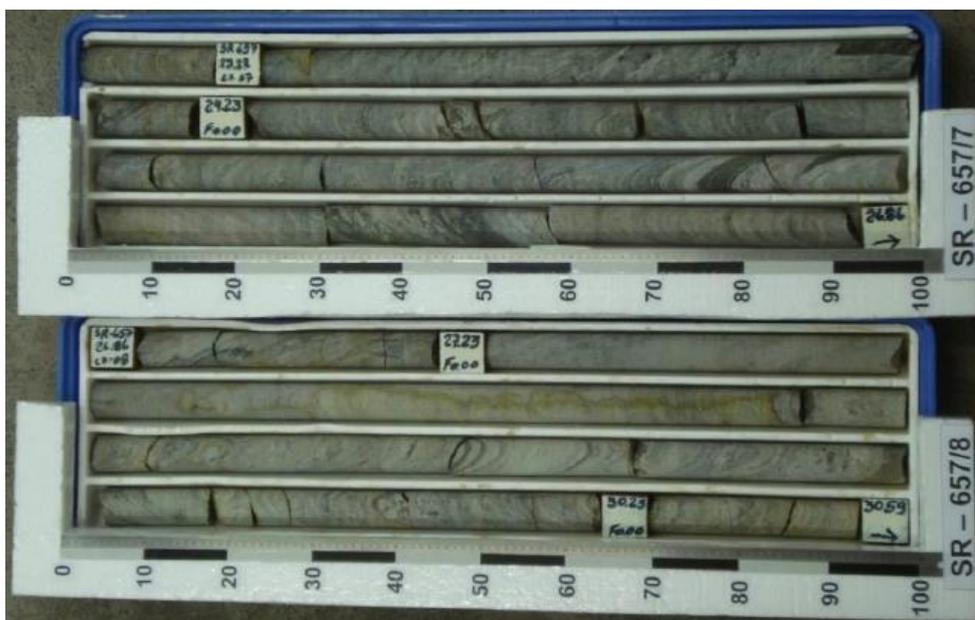


Figura 3.12 - Testemunho recuperado do furo de sondagem SR – 657: Profundidade de 23,22 a 30,59m (Salles, 2013).

Tabela 3.2 - Valores de RQD para a sondagem SR-657 (Salles, 2013).

Trecho do Testemunho	Avanço (m)	Comprimento (m)	RQD (%)
1	0 a 1,90	1,90	-
2	1,90 a 2,83	0,93	26
3	2,83 a 5,31	2,48	100
4	5,31 a 5,45	0,14	0
5	5,45 a 6,68	1,23	85
6	6,68 a 7,55	0,87	98
7	7,55 a 8,82	1,27	97
8	8,82 a 9,73	0,91	89
9	9,73 a 10,60	0,87	87
10	10,60 a 12,47	1,87	96
11	12,47 a 15,96	3,49	87
12	15,96 a 19,59	3,63	80
13	19,59 a 21,24	1,65	94
14	21,24 a 23,22	1,98	91
15	23,22 a 24,23	1,01	96
16	24,23 a 27,23	3,00	87
17	27,23 a 30,59	3,36	85

3.2.2.2 Amostras ensaiadas por Lopes (2019)

Conforme citado anteriormente, as amostras ensaiadas pela autora durante sua pesquisa de mestrado (Lopes, 2019) permaneceram em recipientes do tipo bombona por aproximadamente 10 anos, em área aberta do campus da UFRJ. Ao longo deste período, os recipientes, inicialmente de metal, foram substituídos por bombonas plásticas devido ao seu estado de deterioração.

Importante ressaltar que ao longo do tempo de armazenamento, as amostras das bombonas sofreram alteração, tendo como principais agentes de alteração as variações de temperatura e umidade.

Em laboratório e em campo, foram ensaiadas rochas e juntas com níveis de alteração variando entre sãs e medianamente alteradas. A Figura 3.13 apresenta o conjunto de amostras selecionadas para os ensaios de Lopes (2019).



Figura 3.13 – Conjunto de amostras selecionadas para classificação (Lopes, 2019).

3.3 RESULTADOS EXPERIMENTAIS OBTIDOS NAS PESQUISAS ANTERIORES

Este capítulo se dedica a abordar os principais aspectos e resultados obtidos em pesquisas anteriores e que poderão ser utilizados no desenvolvimento deste estudo.

3.3.1 Estudos conduzidos por Oliveira (2017)

Oliveira (2017) ensaiou amostras de testemunhos de sondagens cedidas pela empresa Furnas Centrais Elétricas S.A e selecionadas por Salles (2013). A autora desenvolveu com base em ensaios realizados com Martelo Schmidt, um sistema de caracterização e classificação de juntas.

Neste estudo foram ensaiadas amostras de juntas sãs e de juntas que sofreram alteração natural na área de implantação do aproveitamento hidrelétrico. Além disso, baseado nos resultados obtidos, foi proposta uma correlação de resistência à compressão das juntas para ensaios com Martelo Schmidt.

Oliveira (2017) utilizou em seus ensaios o Martelo Schmidt do tipo N (HT225), com escala de registro de rebote variando entre 10 e 100 (Figura 3.14) e ábaco de correlação entre rebote e resistência à compressão disponibilizado pelo fabricante (Figura 3.15). Para realização dos ensaios, foi necessária a utilização de uma morsa de bancada para fixação das amostras, permitindo que fosse obtida a resistência no topo e na base destas amostras (Figura 3.16a) e perpendicular à sua geratriz (Figura 3.16b).

A fim de verificar o efeito da alteração natural das amostras nos resultados dos ensaios, Oliveira (2017) classificou as amostras como inalteradas ou alteradas. A classificação se deu de forma qualitativa, por meio da avaliação da existência de sinais de alteração nas amostras, como redução de minerais máficos e presença de minerais oxidados (amarelados). A Figura 3.17 apresenta um exemplo de juntas classificadas como alteradas e inalteradas por Oliveira (2017).



Figura 3.14 – Martelo Schmidt HT225 (Oliveira, 2017).

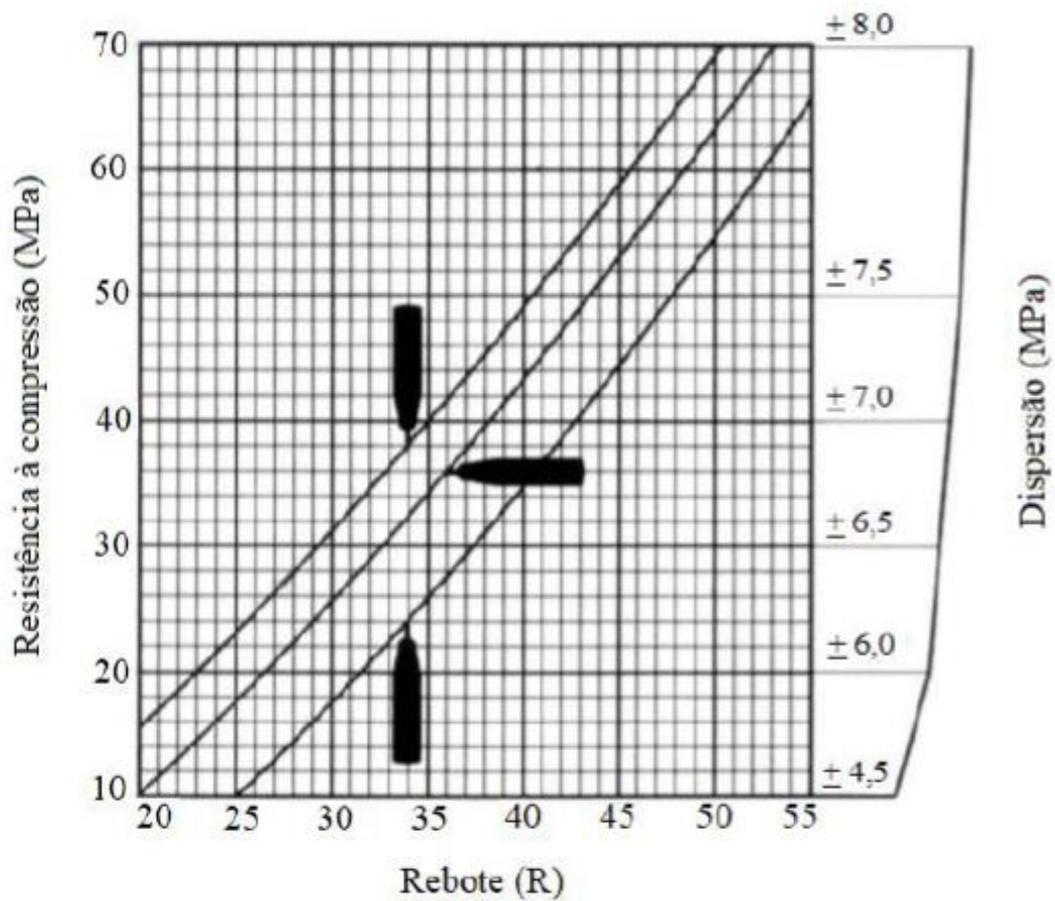
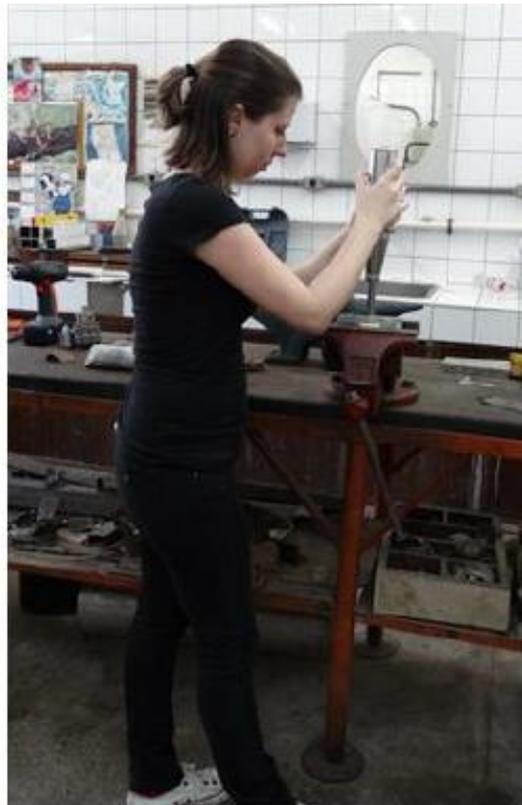


Figura 3.15 – Âbaco de correlação entre o rebote e a resistência à compressão para o Martelo Schmidt HT225 (Oliveira, 2017).



(a)



(b)

Figura 3.16 – Sistema de fixação da amostra com morsa: (a) medição do rebote das juntas com o martelo na horizontal e (b) medição do rebote da rocha intacta com o martelo perpendicular à geratriz da amostra (Oliveira, 2017).



(a) Amostra 01



(b) Amostra 07



(c) Amostra 18



(d) Amostra 10



(e) Amostra 13



(f) Amostra 32

Figura 3.17 – Juntas típicas classificadas em alteradas (a, b, c) e inalteradas (d, e, f) (Oliveira, 2017).

A partir dos valores de rebote obtidos nos ensaios e das correlações de resistência à compressão retiradas do ábaco do fabricante, foram calculados os valores médios de resistência para juntas (média entre os valores obtidos para o topo e para a base da amostra) e para a rocha intacta (perpendicular à geratriz), levando em consideração o estado de alteração (alterado ou inalterado). Os resultados médios obtidos por Oliveira (2017) são apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Valores médios de rebote e resistência à compressão para as juntas em função do grau de alteração (Oliveira, 2017).

Classe	Rebote Médio	Resistência à compressão (MPa)
Rocha não alterada	57,0	84,6
Rocha alterada	41,0	51,1
Junta não alterada	40,0	43,6
Junta alterada	34,0	32,6

Os resultados obtidos por Oliveira (2017) mostraram redução de aproximadamente 26% da resistência à compressão da junta inalterada para a alterada, e de 39% da resistência da rocha inalterada para a alterada. Além disso, comparando os valores de resistência entre juntas e rocha, de acordo com o nível de alteração, houve uma redução de resistência de cerca de 37% da rocha alterada para a junta alterada, e de 48% da rocha inalterada para a junta inalterada.

Considerando que a ISRM (1978) sugere o uso do Martelo Schmidt do tipo L em rochas, Oliveira (2017) utilizou a relação proposta por Aydin & Basu (2005), já apresentada na Eq. 2.10, para comparação com correlações de literatura e propôs a seguinte correlação de resistência para o Gnaisse Simplício, em função do rebote do martelo tipo N:

$$\sigma_c = 3,8181e^{0,056R_N}$$

Eq. 3.1

Onde,

σ_c é a resistência à compressão (MPa) e R_N é o valor de rebote do Martelo Schmidt.

3.3.2 Estudos conduzidos por Steffens (2018)

Steffens (2018) avaliou o comportamento mecânico de juntas rochosas do AHE Simplício para diferentes níveis de alteração natural e artificial. Para isso, foram realizados ensaios de cisalhamento direto e ensaios de Martelo Schmidt em testemunhos de sondagens retirados do Canal 1 do aproveitamento hidrelétrico e alteradas em laboratório por Salles (2013).

Os ensaios de cisalhamento foram realizados em um equipamento de cisalhamento direto do tipo portátil e através de seus resultados foi possível determinar a resistência e o ângulo de atrito das juntas rochosas em função do nível de alteração. Para isso, as juntas ensaiadas foram divididas em juntas rugosas e juntas planas, ou seja, juntas com componente de rugosidade significativo e juntas consideradas lisas.

Os resultados dos ensaios de Martelo Schmidt foram utilizados na determinação da resistência à compressão das juntas considerando o nível de alteração.

Steffens (2018) caracterizou as juntas ensaiadas de acordo com os seguintes critérios: diâmetro da seção transversal do corpo de prova, diâmetro máximo e mínimo da área cisalhante, área cisalhante, distância entre área cisalhante da junta e do material do molde (gesso), análise de fissuras, grau de saturação, teor de umidade, características geológicas relevantes na superfície cisalhante, grau de alteração, coeficiente de rugosidade, classificação qualitativa quanto à cor, granulação, textura, dureza, estrutura.

Quanto ao grau de alteração, Steffens (2018) utilizou diferentes métodos de caracterização. Pode ser sintetizado da seguinte forma:

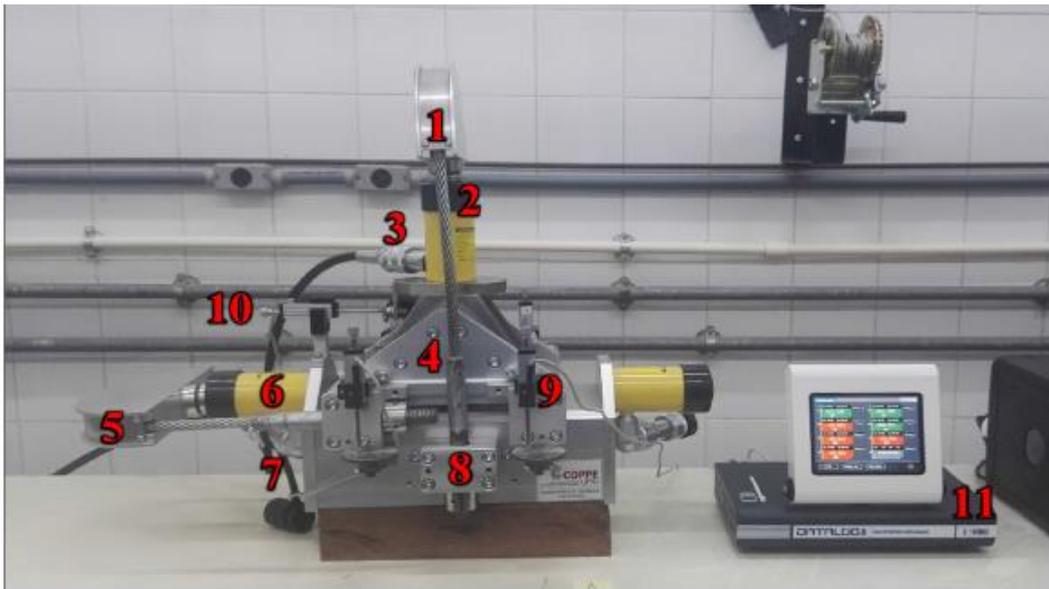
- i. Os resultados para as amostras de Salles (2013) à 0h de alteração em equipamento de percolação, indicaram sinais de alteração muito pequenos ou inexistentes e desta forma estas amostras foram consideradas sãs ou pouco alteradas;
- ii. As amostras submetidas à 600h, 1200h e 2400h de alteração em laboratório foram classificadas como amostras pouco alteradas à medianamente alteradas;

iii. As amostras submetidas à 4800h e 8300h de alteração foram classificadas como amostras medianamente alteradas.

3.3.2.1 Ensaio de cisalhamento direto

Steffens (2018) utilizou para os ensaios de cisalhamento direto o equipamento portátil CONTROLS 45-D0548/D, composto por uma caixa superior e uma inferior nos quais são colocadas as amostras encapsuladas em moldes de gesso. As Figura 3.18 a Figura 3.20 apresentam o equipamento utilizado, o sistema de aplicação de cargas e a amostra após seu encapsulamento.

As caixas são conectadas à cilindros hidráulicos que permitem a aplicação de forças normais e cisalhantes nas amostras, além de um deslocamento horizontal máximo de 25mm entre caixas. A medição dos deslocamentos verticais e horizontais é feita por potenciômetros e os dados são armazenados em *datalog*.



Componentes: 1: Coroa vertical para aplicação da força normal; 2: Cilindro hidráulico da força normal; 3: Conexão da mangueira de macaco hidráulico da força normal; 4: Caixa superior de cisalhamento; 5: Coroa horizontal para aplicação da força tangencial; 6: Cilindro hidráulico da força tangencial; 7: Conexão da mangueira de macaco hidráulico da força tangencial; 8: Caixa inferior de cisalhamento; 9: Potenciômetro para medição de deslocamento vertical; 10: Potenciômetro para medição de deslocamento horizontal; 11: *Datalog*.

Figura 3.18 – Equipamento de cisalhamento direto (Steffens, 2018).



Componentes: 1: Macaco hidráulico de aplicação de carga tangencial; 2: Célula de carga; 3: Manômetro; 4: Mangueira de conexão; 5: Macaco hidráulico de aplicação de carga normal; 6: Célula de carga; 7: Suporte pneumático de pressão; 8: Manômetro; 9: Mangueira de conexão.

Figura 3.19 – Sistema de aplicação de carga (Steffens, 2018).



Figura 3.20 – Contato da junta após encapsulamento em moldes de gesso (Steffens, 2018).

A análise das curvas tensão-deformação e uso de regressão linear, por meio do critério de Mohr-Coulomb permitiram a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento das juntas em função no nível de alteração.

As Figura 3.21 e Figura 3.22 apresentam, respectivamente, as curvas tensão cisalhante por deslocamento horizontal e a envoltória de resistência para uma junta no estado intacto, ou seja, submetida a 0h de alteração em laboratório. Um resumo dos parâmetros de resistência obtidos por Steffens (2018) é apresentado na Tabela 3.4.

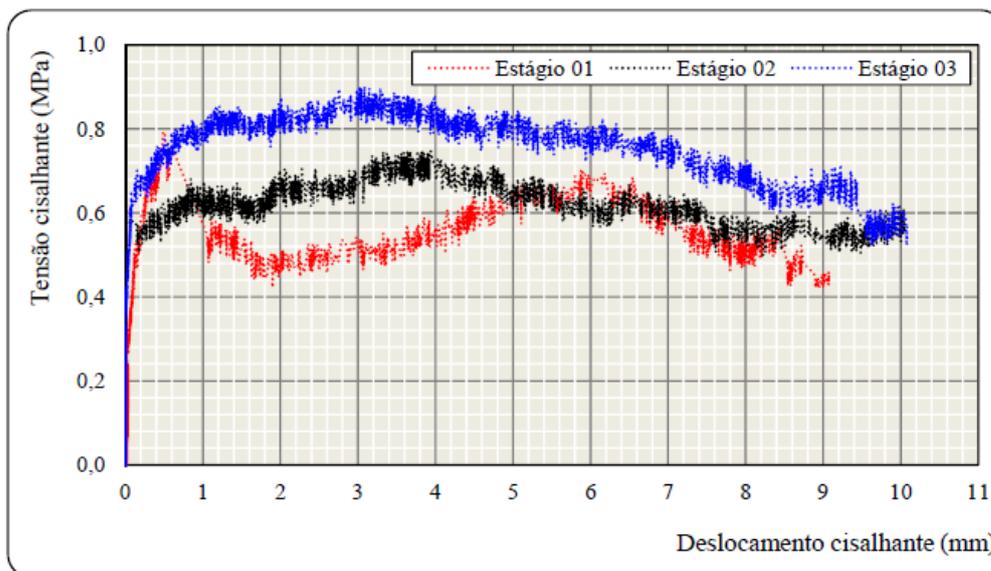


Figura 3.21 – Curvas tensão cisalhante vs. deslocamento horizontal – Junta 0h-2 (Steffens, 2018).

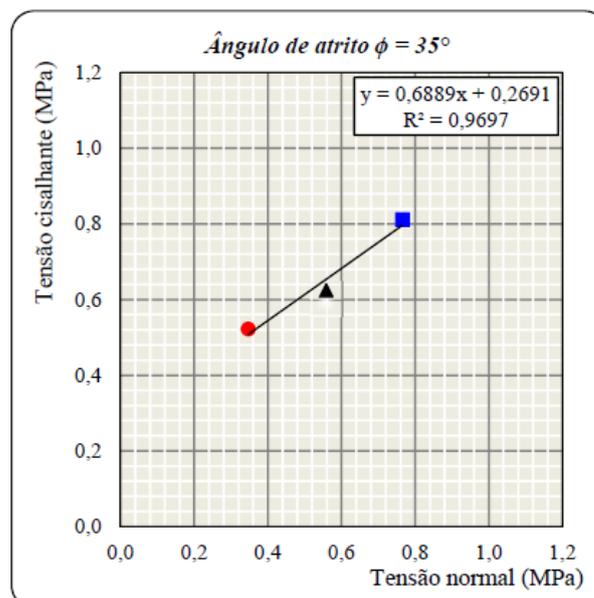


Figura 3.22 – Envoltória de resistência – Junta 0h-2 (Steffens, 2018).

Tabela 3.4 – Classificação do grau de alteração das juntas (Steffens, 2018).

Grau de alteração	Ângulo de atrito	Ângulo de atrito médio
0h	35°	35°
	34°	
600h	31°	33°
	34°	
1200h	35°	36°
	37°	
	37°	
2400h	37°	37°
	36°	
	37°	
4800h	34°	32°
	33°	
	28°	
8300h	31°	29°
	30°	
	27°	

Os resultados indicam uma redução equivalente à 6° no ângulo de atrito da junta quando comparados à média dos valores obtidos para o estado são e alterado com 8300h de ensaio no permeâmetro de alteração acelerada em laboratório.

3.3.2.2 Ensaio de Martelo Schmidt

O equipamento e o método de fixação das amostras utilizados por Steffens (2018) foram os mesmos utilizados por Oliveira (2017), tendo sido ensaiados 47 corpos de prova, dos quais 30 foram submetidos ao cisalhamento direto antes do ensaio de Martelo Schmidt.

Os valores de rebote obtidos nos ensaios com Martelo Schmidt foram apresentados na Figura 3.23 e observa-se a tendência de redução dos valores com o aumento do nível de alteração das amostras, porém há uma grande dispersão de resultados em alguns níveis.

Desta forma, Steffens (2018) traçou limites superior e inferior para os valores de rebote, os quais abrangem 92% dos resultados e estão inseridos em um intervalo igual a $\Delta R_{GA}=32$.

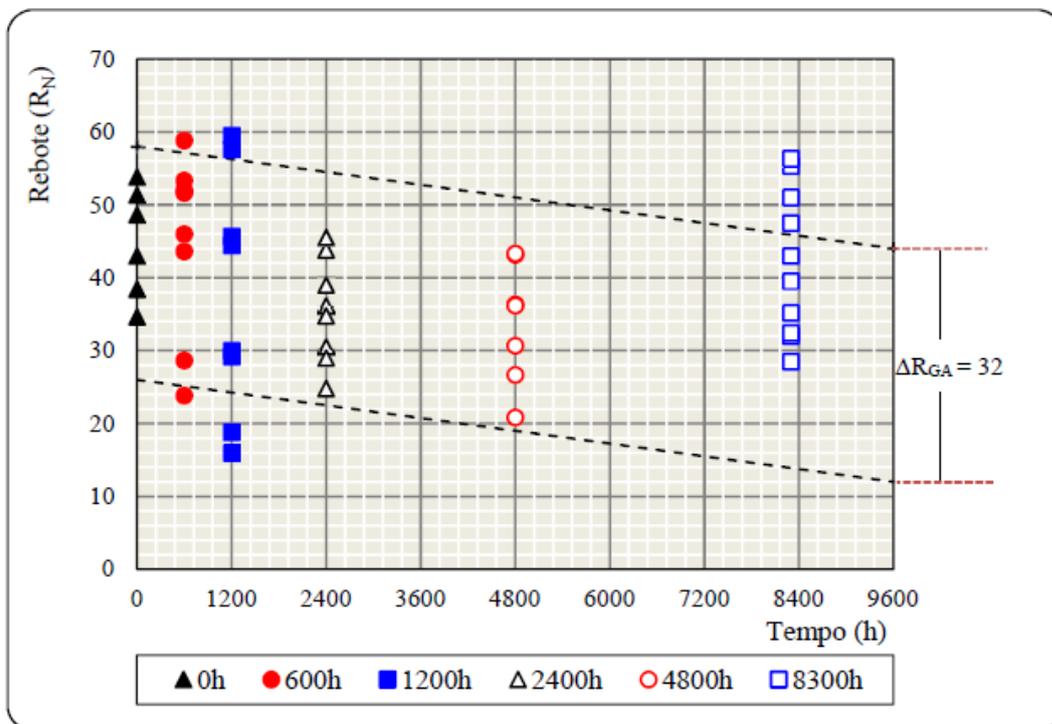


Figura 3.23 – Valores de rebote em função do grau de alteração das juntas (Steffens, 2018).

Utilizando correlações consagradas na literatura, Steffens (2018) determinou os valores de resistência à compressão das juntas em função do rebote e comparou estes resultados com os obtidos por Salles (2013) nos ensaios de compressão uniaxial (Figura 3.24).

Pode-se notar, que os valores de resistência à compressão obtidos em ensaios de compressão uniaxial são superiores aos determinados por ensaios com Martelo Schmidt. A autora atribuiu essa diferença principalmente ao método de distribuição do carregamento nos corpos de prova durante os dois tipos de ensaios.

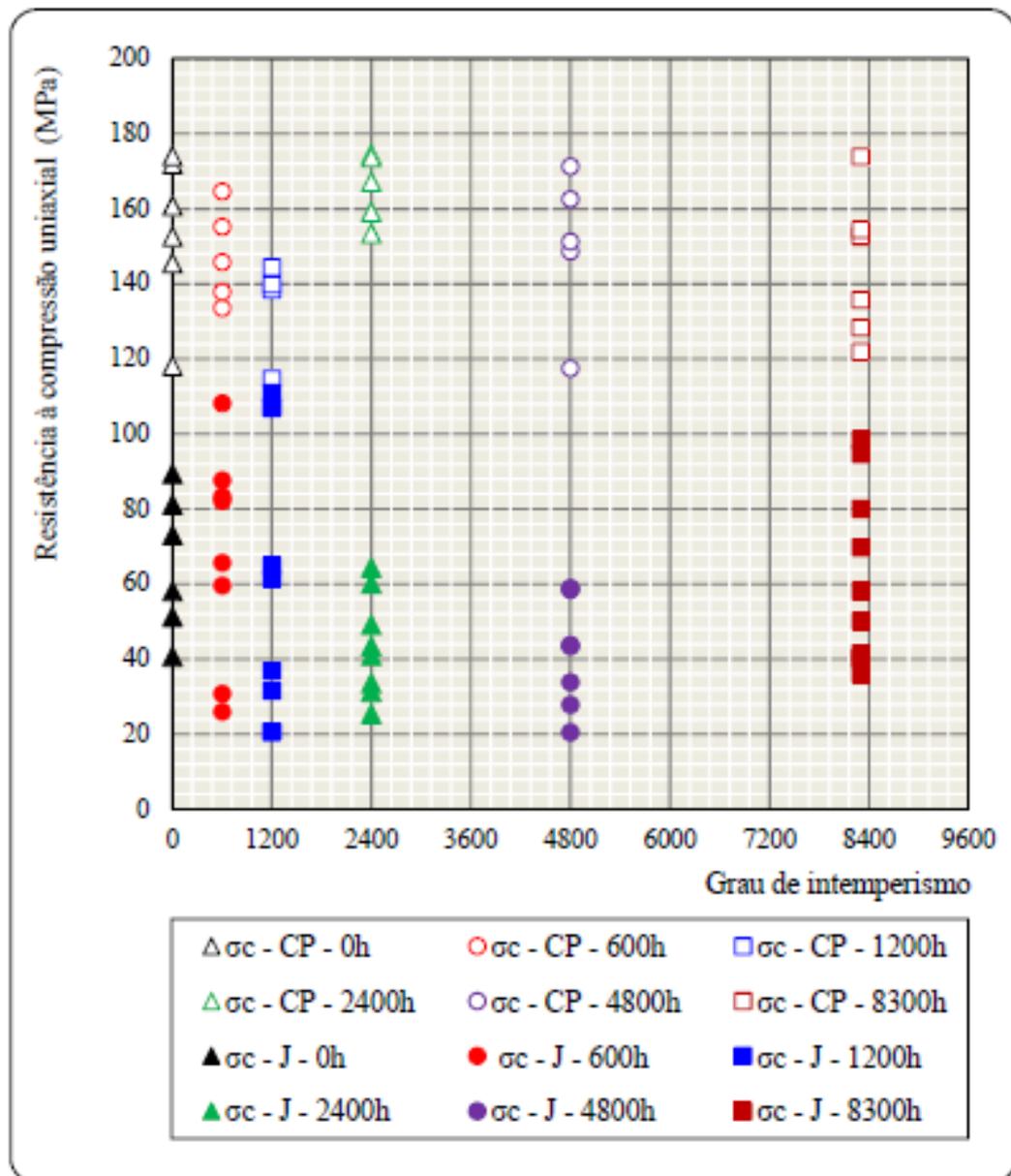


Figura 3.24 – Resistência à compressão determinados em laboratório, CP e por Martelo Schmidt, J (Steffens, 2018).

3.3.3 Estudos conduzidos por Lopes (2019)

A autora da presente pesquisa realizou ensaios de Martelo Schmidt em campo e em laboratório para diferentes níveis de alteração e desenvolveu uma proposta de previsão de comportamento ao longo do tempo para o gnaisse da região do Aproveitamento Hidrelétrico de Simplício (Lopes, 2019).

Em laboratório, foram ensaiadas 119 amostras com níveis de alteração variando entre sãs e medianamente alteradas, ou seja, abrangendo as classes A, B e C do método de classificação proposto por Oliveira (2017). A Figura 3.25 apresenta o conjunto de amostras selecionadas para os ensaios de Lopes (2019).



Figura 3.25 – Conjunto de amostras selecionadas para classificação (Lopes, 2019).

Após tratamento estatístico dos resultados de rebote, por média truncada, o valor médio foi calculado para amostras pequenas e grandes, conforme apresentado na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Valores médios de rebote obtidos para cada nível de alteração das amostras com Martelo Schmidt tipo N (Lopes, 2019).

Tamanho das amostras	Valor de rebote por Nível de alteração - Classe		
	A	B	C
Pequena	36,0	33,5	28,0
Grande	35,0	35,5	34,0
Média geral	35,5	34,5	31,0

Os ensaios de campo foram realizados em taludes localizados próximo à PCH de Anta e à casa de força da UHE Simplício, durante visita técnica ao AHE Simplício, realizada em 2018. Foram ensaiadas superfícies de talude em rocha sã, rocha alterada e juntas alteradas (Figura 3.26).



Figura 3.26 – Realização do ensaio de Martelo Schmidt em campo (Lopes, 2019).

Um resumo dos valores de rebote médio obtidos por Oliveira (2017), Steffens (2018) e Lopes (2019) são apresentados na Tabela 3.6.

A partir dos resultados apresentados na Tabela 3.6, Lopes (2019) observou a redução dos valores de rebote com o aumento da alteração das amostras e que o valor de rebote para amostras com 8300h de alteração em laboratório, para amostras de juntas alteradas naturalmente em campo e para amostras com classe de alteração C foi igual a 31.

Os valores de resistência à compressão uniaxial em função dos rebotes obtidos em ensaio foram determinados por meio do ábaco de Deere & Miller (1966).

Os resultados são apresentados na Figura 3.27, bem como a correlação proposta por Lopes (2019) para a variação da resistência à compressão uniaxial do gnaiss Simplício em função do valor de rebote obtido com Martelo Schmidt tipo N e do nível de alteração do material.

Tabela 3.6 – Comparação de valores de rebote médio com Martelo Schmidt tipo N obtidos por Oliveira (2017), Steffens (2018) e Lopes (2019).

Oliveira (2017)		Steffens (2018)		Lopes (2019)			
				Ensaio em campo		Ensaio em laboratório	
Classe	Rebote Médio	Tempo	Rebote Médio	Classe	Rebote Médio	Nível de alteração	Rebote Médio
Rocha não alterada	57,0	0h	47,0	Rocha não alterada	57,0	A	35,5
		600h	46,0				
Rocha alterada	41,0	1200h	39,0	Rocha alterada	41,0	B	34,5
Junta não alterada	40,0	2400h	33,0				
Junta alterada	34,0	4800h	32,0	Junta alterada	31,0	C	31,0
		8300h	31,0				

Lopes (2019) apresenta também uma previsão do comportamento do material ao longo do tempo. Utilizando um índice de alteração do rebote em função do nível de alteração, a autora pôde observar que tanto para amostras submetidas à 8300h de lixiviação em laboratório, quanto para as amostras pertencentes ao grupo C, foi obtido o mesmo valor, correspondente a 45,6%.

A partir deste índice, foi proposta uma relação para a previsão da variação do rebote do gnaiss de Simplício em função do tempo de lixiviação em laboratório, dada por:

$$R_N^{(1)} = -2,665 * \ln(t) + 55,021$$

Eq. 3.2

Onde,

R_N é o valor do rebote obtido com o martelo tipo N; e

t é o tempo de lixiviação em laboratório, em horas.

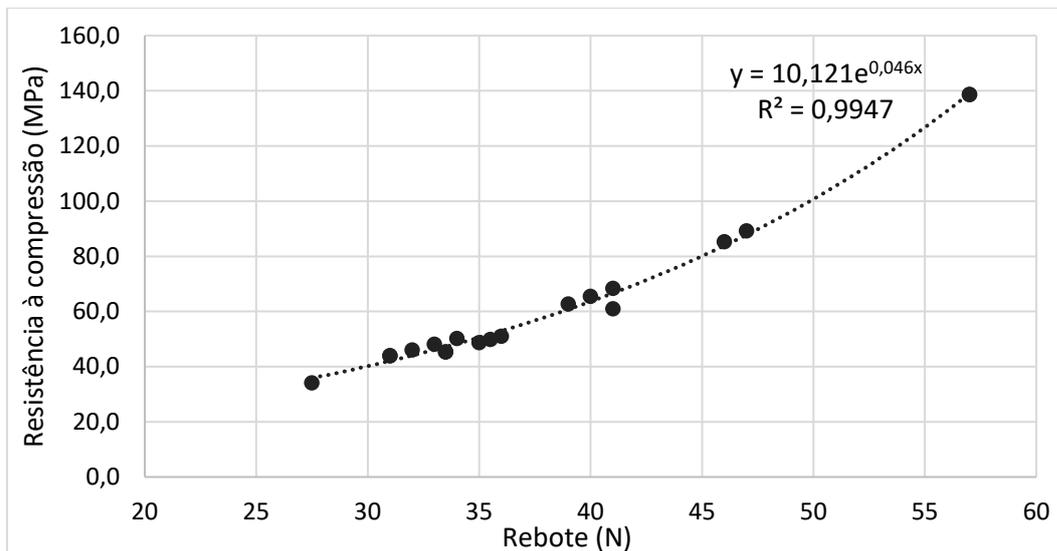


Figura 3.27 – Correlação entre resistência à compressão uniaxial e valor de rebote com martelo tipo N para o gnaiss da região de Simplício (Lopes, 2019).

Importante comentar que a equação proposta é válida para valores de R_N variando entre 27 e 57, ou seja, a equação é válida para $27 \leq R_N \leq 57$

Por fim, considerando que o valor de rebote obtido por Steffens (2018) para a amostra submetida à 8300h de lixiviação em laboratório (cerca de 1 ano) é igual ao valor de rebote encontrado por Lopes (2019) para a amostra com nível de alteração C, que sofreu alteração natural durante aproximadamente 10 anos, a autora conclui que a alteração produzida no período de 1 ano em laboratório equivale a 10 anos de alteração natural.

Em posse desta observação e utilizando a correlação apresentada na Figura 3.27, Lopes (2019) estima a redução de resistência à compressão do gnaiss ao longo de 50 anos em cerca de 75%.

3.4 METODOLOGIA DA PESQUISA

A metodologia da presente pesquisa foi dividida em seis partes, a saber:

- i. Definição dos parâmetros geotécnicos a serem utilizados nas análises de estabilidade, considerando a redução dos parâmetros de resistência das juntas rochosas em função do grau de alteração e com base nos resultados obtidos nas pesquisas anteriores;
- ii. Definição dos desvios padrões estatísticos das variáveis independentes;
- iii. Modelagem geométrica da seção esquemática de análise, representativa dos canais de Simplício, em especial do Canal 1, que sofreram rupturas recorrentes durante a construção do empreendimento;
- iv. Simulação da estabilidade dos canais de Simplício por meio de análises determinísticas de equilíbrio limite, utilizando o critério de ruptura de Barton-Bandis, por meio do *software* Slide2 da empresa *Rocscience*;
- v. Análise probabilística da estabilidade dos canais, a fim de definir a probabilidade de falha em função da variabilidade espacial dos resultados e do nível de alteração das juntas;
- vi. Correlação dos resultados obtidos para cada nível de alteração com as classes definidas pela ISRM (1978).

A Figura 3.28 apresenta um fluxograma da metodologia adotada para o desenvolvimento da pesquisa.

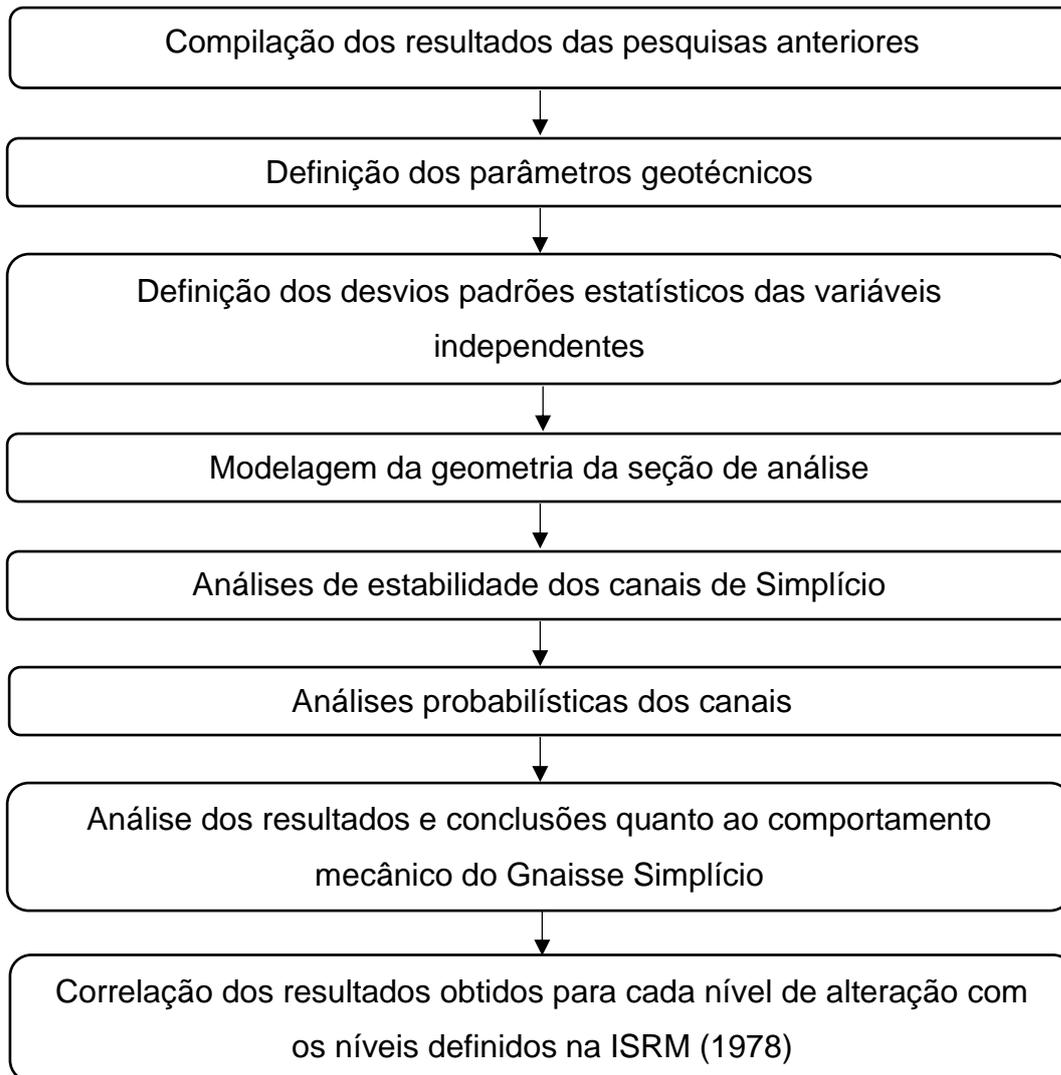


Figura 3.28 – Fluxograma da metodologia adotada desta pesquisa.

4 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Este capítulo tem por objetivo apresentar as premissas utilizadas na determinação dos parâmetros geotécnicos das juntas que serão analisadas neste trabalho, bem como os desvios destes parâmetros. Além disso, será apresentada e embasada a escolha da geometria da seção de análise.

4.1 PARÂMETROS DE LABORATÓRIO

A partir do critério de resistência ao cisalhamento de juntas de Barton (1973), apresentado nos Itens 2.2.5 e 2.3 do Capítulo 2 e dos resultados obtidos por Steffens (2018) e Lopes (2019) em ensaios de cisalhamento direto e Martelo Schmidt e por referências bibliográficas relacionadas ao tema, foi possível determinar os parâmetros geomecânicos das juntas rugosas do gnaiss da região do AHE Simplício, conforme será apresentado nos itens seguintes.

Como visto anteriormente, de acordo com a equação de Barton (1973) para a resistência ao cisalhamento das juntas rochosas (Eq. 2.5), as variáveis que deverão ser definidas para uso do critério de ruptura de Barton-Bandis são JCS, JRC e ângulo de atrito residual (ϕ_r), além do peso específico da rocha (γ) e do ângulo de atrito da junta (ϕ).

A fim de avaliar a influência do nível de alteração das juntas na estabilidade de maciços rochosos, optou-se pela abordagem do maciço como um meio contínuo hipotético, cujos parâmetros das juntas governam o comportamento geomecânico.

Além disso, foram definidos cinco níveis de alteração para a determinação dos parâmetros, compreendendo os tempos de alteração apresentados na Tabela 4.1. Posteriormente, estes níveis de alteração serão utilizados para definir os cinco cenários de análise de estabilidade para juntas rugosas.

Tabela 4.1 – Nível de alteração definido de acordo com o tempo de alteração.

Nível de alteração	Tempo de alteração
Junta não alterada	Ensaio de campo (junta intacta)
Junta muito pouco alterada	0h de alteração em laboratório
Junta pouco alterada	600 h de alteração em laboratório
	1200 h de alteração em laboratório
Junta medianamente alterada	2400 h de alteração em laboratório
	4800 h de alteração em laboratório
Junta moderadamente alterada	8300 h de alteração em laboratório

4.1.1 Resistência à compressão das juntas - JCS

Conforme apresentado na revisão bibliográfica, a resistência à compressão das juntas (JCS) pode ser obtida por meio do ensaio de Martelo Schmidt, no qual se obtém o rebote da superfície das juntas e por correlação se obtém a sua resistência à compressão.

A partir dos resultados obtidos por Steffens (2018) e reavaliados por Lopes (2019) por meio da correlação apresentada na Figura 3.27, os valores de JCS médios para cada nível de alteração das amostras em laboratório (entre 0h e 8300h) são sumariados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Valores médios de rebote obtidos em laboratório para cada tempo de alteração das amostras e JCS calculado por meio da equação proposta por Lopes (2019) para a resistência à compressão do gnaisse da região de Simplício.

Tempo (h)	R	JCS (MPa)
0	47	87,9
600	46	84,0
1200	39	60,9
2400	33	46,2
4800	32	44,1
8300	31	42,1

Lopes (2019) obteve em campo um rebote médio para juntas naturais de boa qualidade e juntas cortadas à frio igual a 57, resultando em uma resistência à compressão da junta igual a 139,3MPa. Conforme apresentado anteriormente, para a junta sã, a resistência à compressão da junta σ_c é igual ao valor JCS obtido por meio do Martelo Schmidt. Sendo assim, a Tabela 4.3 apresenta os valores de JCS para cada nível de alteração apresentado na Tabela 4.1.

Tabela 4.3 – Valores médios de JCS obtidos por nível de alteração.

Nível de alteração	JCS médio (MPa)
Junta não alterada	139,3
Junta muito pouco alterada	87,9
Junta pouco alterada	72,5
Junta medianamente alterada	45,2
Junta moderadamente alterada	42,1

4.1.2 Ângulo de atrito residual das juntas - ϕ_r

Conforme já apresentado no item 2.3 do Capítulo 2, o ângulo de atrito residual das juntas pode ser obtido por meio de ensaios de cisalhamento direto e ensaios de rampa (*tilt tests*), no qual as juntas não preenchidas são cisalhadas sob baixas tensões (peso próprio da parte superior), ou ainda por correlação com o ângulo de atrito básico e com os valores de rebote da junta alterada e da rocha sã.

A partir dos resultados obtidos por Steffens (2018) para as juntas planas de gnaiss não submetidas à alteração acelerada em laboratório (amostras com 0h de alteração), foi possível obter um valor de ϕ_r igual a 35,3°, conforme mostra a Figura 4.1.

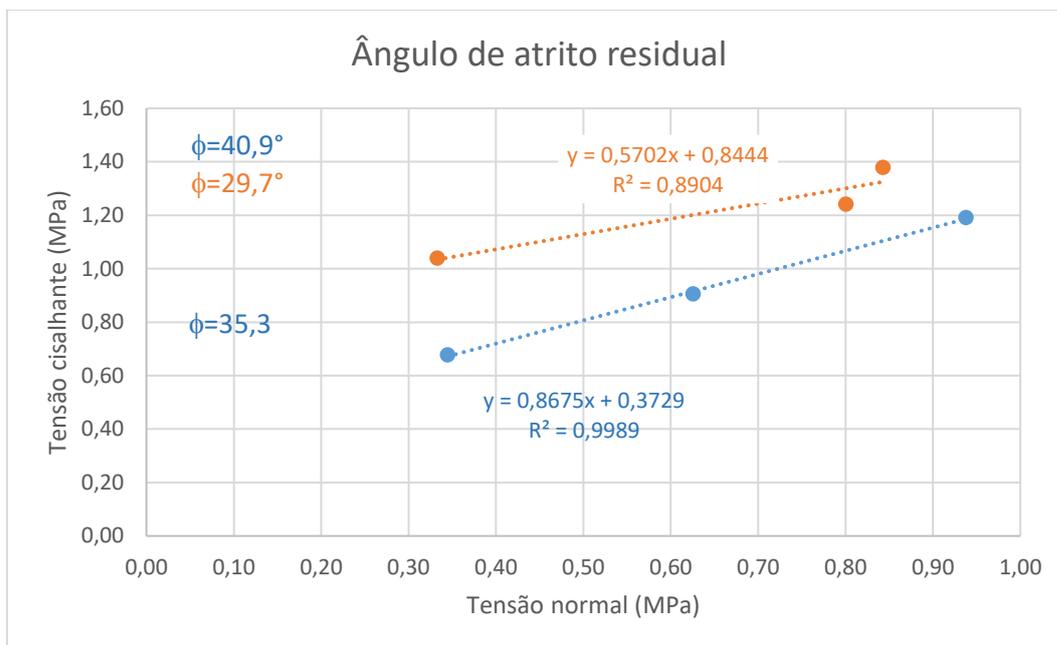


Figura 4.1 – Envoltória de resistência para determinação do ângulo de atrito residual para as juntas planas não alteradas.

Devido à impossibilidade de realização de ensaios de *tilt test* nas amostras de gnaisse extraídas da área do empreendimento AHE Simplício, optou-se por utilizar um valor de referência obtido por Gomes Silva (2006) em ensaios de rampa, realizados em amostras de gnaisse bandado da região de Niterói, próxima à capital Fluminense.

Gomes Silva (2006) ensaiou 15 blocos de rocha gnáissica levemente alteradas, sendo 08 blocos de gnaisse bandado e 07 formados pela intercalação de gnaisse bandado e quartzito. Segundo o autor, a análise de todas as amostras ensaiadas indicou um valor médio para o ângulo de atrito de rampa das juntas igual a 35,3°.

Devido ao número reduzido de ensaios de cisalhamento direto e a ausência de ensaios de rampa, assumiu-se neste trabalho o valor de ângulo de atrito residual (ϕ_r) igual a 35° para todas as juntas ensaiadas.

4.1.3 Coeficiente de rugosidade das juntas – JRC

Para o cálculo do coeficiente de rugosidade das juntas, foi utilizada a Eq. 2.7, substituindo a tensão cisalhante e normal pelos valores de pico, conforme mostra a Eq. 4.1:

$$JRC = \frac{\tan^{-1}\left(\frac{\tau_{pico}}{\sigma_{n\,pico}}\right) - \phi_r}{\log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)}$$

Eq. 4.1

A partir dos resultados descritos nos itens anteriores, da Eq. 4.1 e dos dados brutos obtidos por Steffens (2018) em ensaios de cisalhamento direto das juntas de gnaise, foi possível calcular para cada conjunto de tensão cisalhante de pico por tensão normal, o valor correspondente de JRC, conforme apresentado na Tabela 4.4 para as juntas rugosas.

Tabela 4.4 – Valores de JRC por tempo de alteração para juntas rugosas.

Tempo de alteração	Amostras	τ_{Pico} (MPa)	σ (MPa)	$\tan^{-1}(\tau_{pico}/\sigma)$	JCS (MPa)	JRC
0h	0 I23 AB	0,8	0,3	66,9	87,9	13,3
		0,8	0,6	53,9		8,6
		0,9	0,8	50,3		7,4
	0 I29 AB	0,5	0,3	60,3	87,9	10,1
		0,7	0,6	50,5		7,2
		1,0	0,9	48,9		6,9
600h	I I1 AB	0,4	0,3	56,5	84,0	8,7
		0,6	0,5	47,7		5,8
		0,7	0,7	43,6		4,2
	I I3 AB	0,7	0,4	62,1	84,0	11,6
		1,0	0,7	55,9		10,0
		1,1	1,0	45,7		5,6
1200h	II I7AB	0,4	0,3	57,5	60,9	9,6
		0,7	0,6	48,7		6,8
		0,7	0,6	50,0		7,5
	II I8AB	0,6	0,4	56,8	60,9	9,9
		0,9	0,7	50,5		8,0
		1,1	1,0	46,0		6,2
2400h	II I10AB	0,7	0,3	63,3	60,9	12,5
		1,0	0,6	59,1		12,1
		1,5	1,3	47,4		7,5
	III I11AB	0,5	0,3	56,8	46,2	10,2
		0,8	0,6	50,3		8,2
		1,0	1,0	46,6		7,0
III I14AB	0,5	0,3	58,1	46,2	10,5	
	0,8	0,7	46,9		6,6	

		0,9	0,9	45,1		5,9
		0,5	0,3	59,5		11,1
	III I15AB	0,7	0,6	49,2	46,2	7,6
		1,0	1,0	45,7		6,4
		0,7	0,4	57,5		11,1
	IV I19AB	1,0	0,9	46,3	44,1	6,7
		1,1	1,0	46,6		7,2
		0,5	0,3	57,8		10,5
4800h	IV I20AB	0,7	0,6	47,2	44,1	6,6
		0,8	0,9	43,8		5,2
		0,6	0,3	62,4		12,8
	IV I27AB	0,8	0,6	52,5	44,1	9,3
		0,9	1,0	44,6		5,7
		0,8	0,5	60,1		12,9
	V I21AB	1,4	1,1	53,0	42,1	11,3
		2,0	1,2	59,1		15,6
		0,7	0,3	65,8		14,5
8300h	V I24AB	1,1	0,7	57,7	42,1	12,7
		1,2	0,8	56,1		12,3
		0,5	0,3	56,2		10,0
	V I25AB	0,6	0,7	43,4	42,1	4,7
		0,8	1,0	39,5		2,7

Para a junta não alterada, ensaiada em campo por meio de Martelo Schmidt, assumiu-se o valor de JRC como sendo o maior valor de JRC encontrado para as amostras com 0h de alteração em laboratório, o que resultou em $JRC = 13,3$. Sendo assim, os valores médios de JRC para cada nível de alteração são apresentados na Tabela 4.5.

Conforme abordado na revisão bibliográfica deste trabalho, Özvan et al. (2014) concluíram que a rugosidade da superfície de juntas de granito aumenta com o processo de alteração das amostras, enquanto a sua resistência ao cisalhamento diminui.

Fenômeno similar pode ser notado nos resultados apresentados na Tabela 4.5, onde a rugosidade das juntas de gnaisse aumentou para amostras rugosas com maior nível de alteração.

Tabela 4.5 – Valores médios de JRC por nível de alteração.

Nível de alteração	JRC médio
Junta não alterada	13,3
Junta muito pouco alterada	8,9
Junta pouco alterada	8,3
Junta medianamente alterada	8,3
Junta moderadamente alterada	10,7

4.1.4 Peso específico da rocha

O peso específico do gnaiss não alterado será considerado igual a 27kN/m³ nesta pesquisa. A partir da relação de redução do peso específico da rocha apresentada na Tabela 2.8, foram obtidos os valores de γ para cada nível de alteração, apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Peso específico obtido para cada nível de alteração por meio da redução proposta por Barton (1978) em função da alteração do material.

Nível de alteração	σ_c/JCS	Redução (%)	γ (kN/m³)
Junta não alterada	-	-	27
Junta muito pouco alterada	1,6	0	27
Junta pouco alterada	1,9	0	27
Junta medianamente alterada	3,1	-10	24,3
Junta moderadamente alterada	3,3	-10	24,3

4.1.5 Ângulo de atrito das juntas (ϕ)

A partir dos resultados obtidos por Steffens (2018) nos ensaios de cisalhamento direto das juntas de gnaiss, foi possível construir as envoltórias de resistência de Mohr-Coulomb para determinação do ângulo de atrito das juntas, para cada tempo de alteração em laboratório.

A Figura 4.2 a Figura 4.7 apresentam as envoltórias de resistência construídas nesta pesquisa para determinação dos valores de ângulo de atrito das juntas rugosas ensaiadas em laboratório por Steffens (2018).

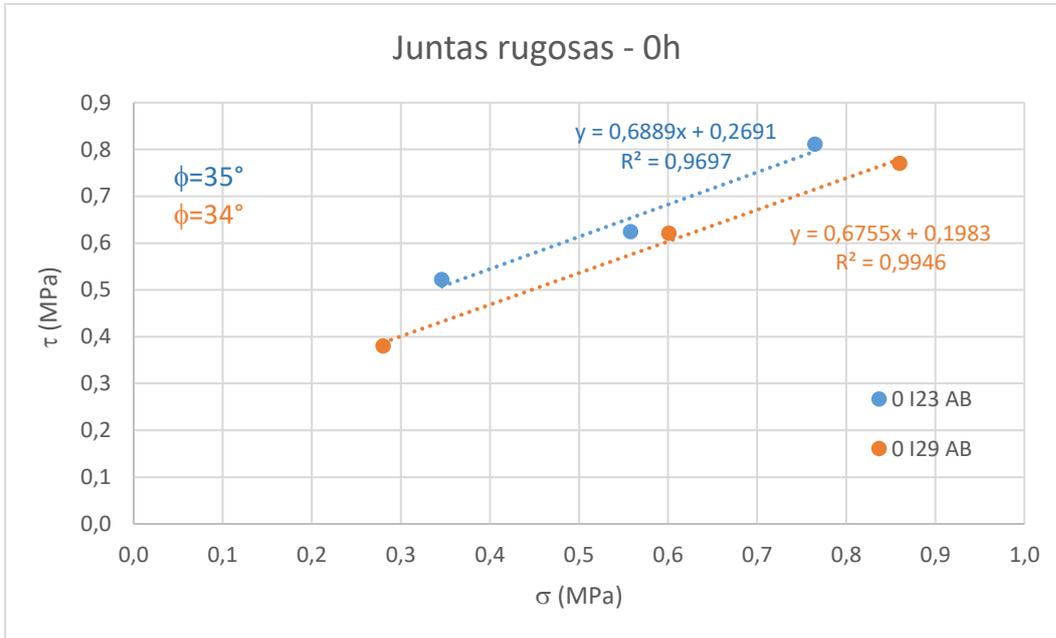


Figura 4.2 – Envoltórias de resistência para determinação do ângulo de atrito das juntas rugosas com tempo de alteração em laboratório igual à 0h.

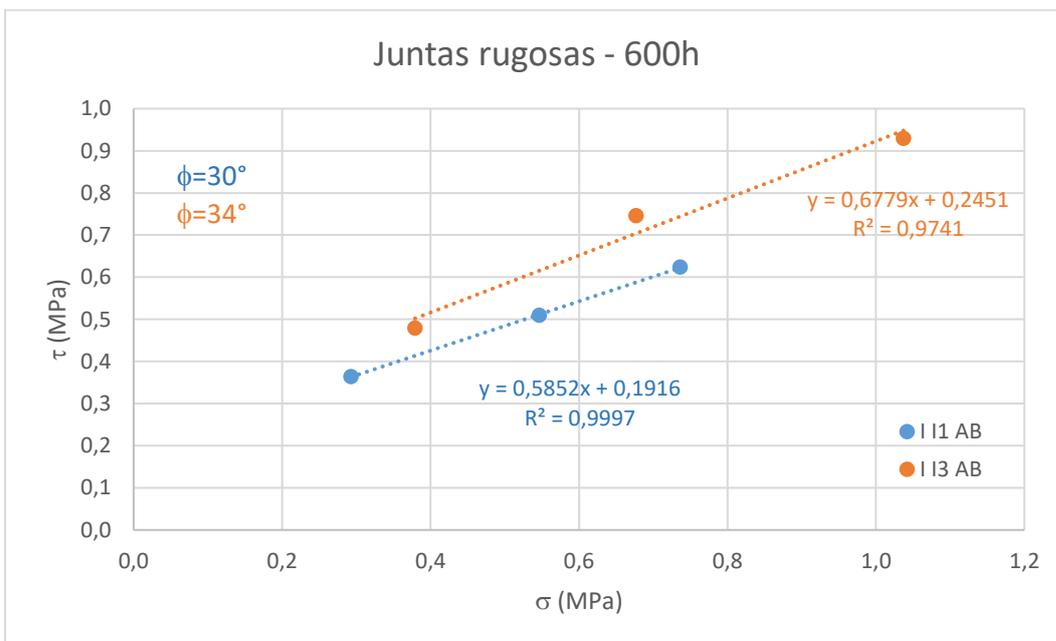


Figura 4.3 – Envoltórias de resistência para determinação do ângulo de atrito das juntas rugosas com tempo de alteração em laboratório igual à 600h.

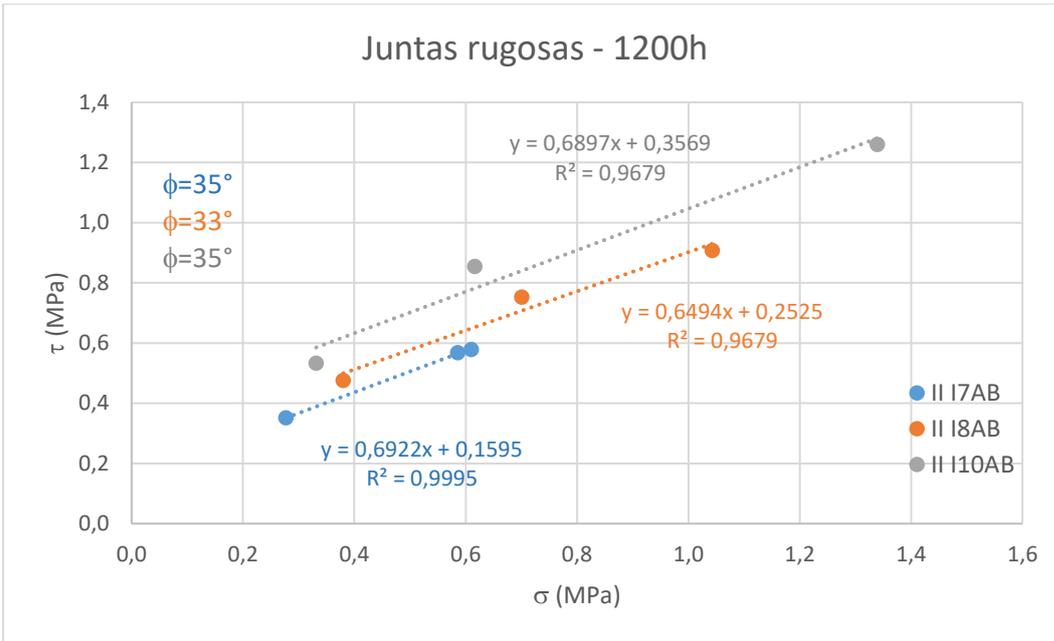


Figura 4.4 – Envoltórias de resistência para determinação do ângulo de atrito das juntas rugosas com tempo de alteração em laboratório igual à 1200h.

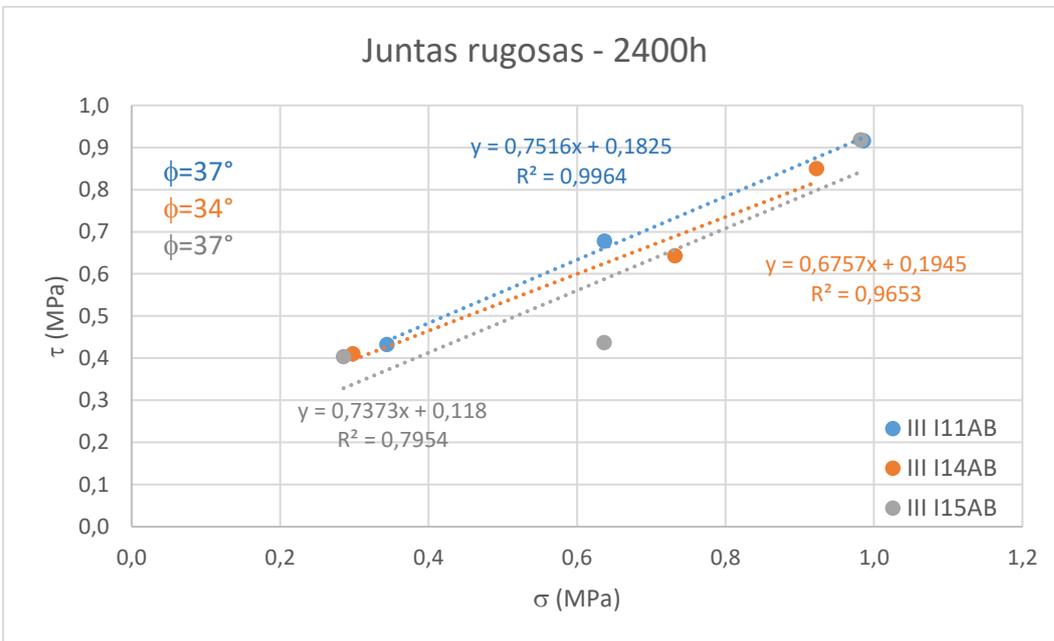


Figura 4.5 – Envoltórias de resistência para determinação do ângulo de atrito das juntas rugosas com tempo de alteração em laboratório igual à 2400h.

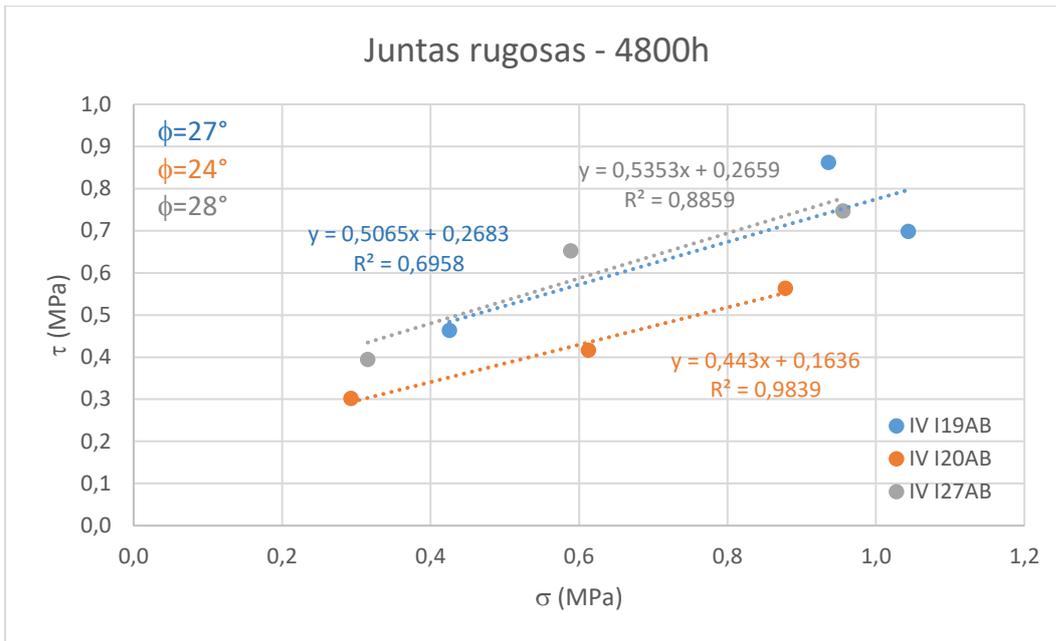


Figura 4.6 – Envoltórias de resistência para determinação do ângulo de atrito das juntas rugosas com tempo de alteração em laboratório igual à 4800h.

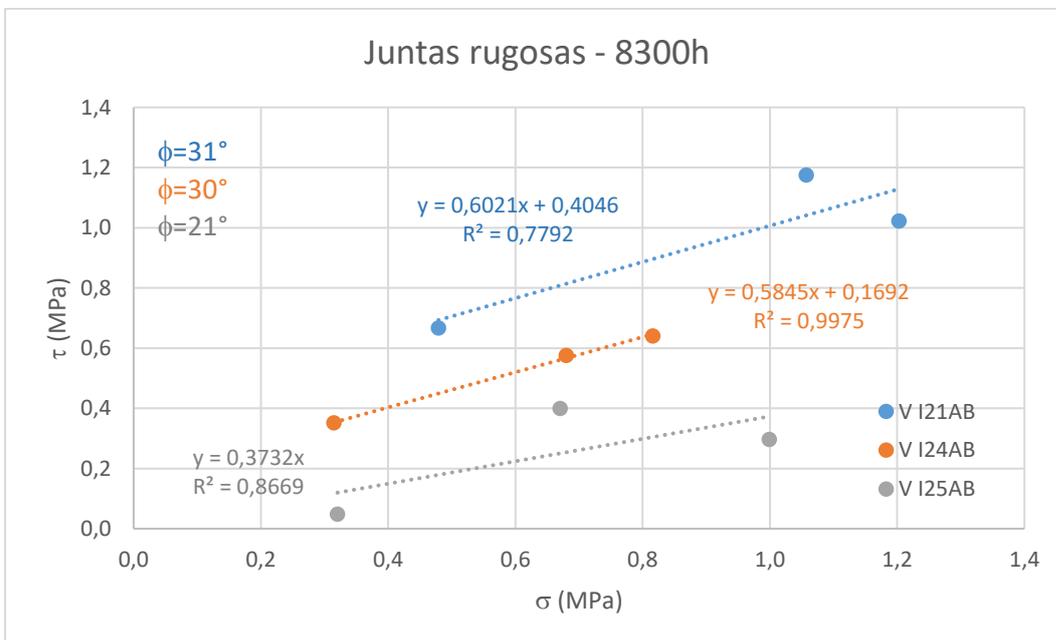


Figura 4.7 – Envoltórias de resistência para determinação do ângulo de atrito das juntas rugosas com tempo de alteração em laboratório igual à 8300h.

A Tabela 4.7 apresenta os valores de ângulo de atrito obtidos para cada tempo de alteração e suas respectivas médias e a Tabela 4.8 resume o ângulo de atrito médio obtido para cada nível de alteração. Para a junta não alterada, ensaiada em campo, adotou-se o maior valor de ângulo de atrito obtido nas envoltórias apresentadas, sendo igual a 37°.

Tabela 4.7 – Valores de ângulo de atrito obtidos para cada tempo de alteração.

Tempo de alteração (h)	ϕ (°)	$\phi_{\text{médio}}$ (°)
0	35	35
	34	
600	30	32
	34	
1200	35	34
	33	
	35	
2400	37	36
	34	
	36	
4800	27	26
	24	
	28	
8300	31	27
	30	
	21	

Tabela 4.8 – Valores de ângulo de atrito das juntas rugosas por nível de alteração.

Nível de alteração	$\phi_{\text{médio}}$ (°)
Junta não alterada	37
Junta muito pouco alterada	35
Junta pouco alterada	33
Junta medianamente alterada	31
Junta moderadamente alterada	27

4.2 PARÂMETROS DE CAMPO – EFEITO DE ESCALA

Conforme abordado anteriormente, Barton & Choubey (1977) estabeleceram correlações de JCS e JRC que visam reduzir o efeito de escala das amostras ensaiadas em laboratório e estabelecer parâmetros de campo mais condizentes com a experiência dos autores.

Com o intuito de comparar os fatores de segurança obtidos considerando os parâmetros ensaiados em laboratório com os parâmetros de campo sugeridos pelas Eq. 2.8 e Eq. 2.9, a Tabela 4.9 apresenta os resultados de JCS e JRC de campo para cada tempo de alteração de laboratório. Cabe ressaltar, que para este estudo, o tamanho do bloco em campo (L_n) foi considerado igual à 0,5m.

Tabela 4.9 – Valores de JCS e JRC de campo por tempo de alteração.

Tempo de alteração (h)	JCS_n (MPa)	JRC_n
0	46,5	5,8
	46,6	5,8
600	48,9	5,3
	48,0	5,3
1200	32,6	5,9
	31,9	5,8
	32,0	5,8
2400	25,6	5,5
	25,9	5,6
	25,9	5,6
4800	24,4	5,6
	24,4	5,6
	24,3	5,6
8300	19,4	6,4
	19,6	6,4
	19,6	6,5

Para a junta não alterada, ensaiada em campo com o Martelo Schmidt, o valor de JCS encontrado em campo corresponde ao valor real e, portanto, não sofre variação devido ao efeito de escala. Já o valor de JRC assumido como o maior valor encontrado para a junta com 0h de alteração, sofre o efeito de escala. Sendo assim, o valor calculado de JRC de campo para a junta não alterada é igual a 7,1.

As médias dos valores de JCS e JRC de campo obtidos para cada nível de alteração definido nesta pesquisa, estão apresentadas na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Valores de JCS e JRC de campo por nível de alteração.

Nível de alteração	JCS_n (MPa)	JRC_n
Junta não alterada	139,3	7,1
Junta muito pouco alterada	46,6	5,8
Junta pouco alterada	38,7	5,6
Junta medianamente alterada	25,1	5,6
Junta moderadamente alterada	19,5	6,4

Considerando os valores de JCS apresentados foi calculado o peso específico de campo para cada nível de alteração, a partir da relação de redução apresentada na Tabela 2.8. A Tabela 4.11 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 4.11 – Peso específico de campo obtida para cada nível de alteração por meio da redução proposta por Barton (1978) em função da alteração do material.

Nível de alteração	σ_c/JCS	Redução (%)	γ (kN/m³)
Junta não alterada	-	-	27,0
Junta muito pouco alterada	2,99	-5	25,7
Junta pouco alterada	3,60	-10	24,3
Junta medianamente alterada	5,55	-20	21,6
Junta moderadamente alterada	7,14	-20	21,6

4.3 DEFINIÇÃO DO DESVIO PADRÃO DAS VARIÁVEIS INDEPENDENTES

4.3.1 Resistência à compressão das juntas - JCS

Para determinar o desvio padrão médio da resistência à compressão das juntas, faz-se necessária a avaliação do desvio padrão dos rebotes obtidos por Oliveira (2017), Steffens (2018) e Lopes (2019).

Oliveira (2017) ensaiou 40 amostras de sondagem, tendo obtido medidas de rebote para a rocha (perpendicular à geratriz do testemunho) e para a junta (topo e base das amostras).

A autora obteve um total de 469 medições de rebote em junta e 367 medições em rocha. Para as juntas, a média dos desvios padrões de rebote obtidos para cada uma das amostras ensaiadas foi de $\sigma_R \approx 4$. Já para as rochas, a média dos desvios padrões de rebote obtidos foi de $\sigma_R \approx 5$.

Steffens (2018) ensaiou 47 amostras, tendo obtido 503 medições de rebote em juntas. O desvio padrão médio obtido para cada tempo de alteração ensaiado está apresentado na Tabela 4.12. Desta forma, a média dos desvios padrões obtidos para os valores de rebote das amostras ensaiadas por Steffens (2018) é igual a $\sigma_R \approx 6$.

O desvio padrão encontrado para os dados de campo obtidos por Lopes (2019) foi igual a $\sigma_R \approx 4$. Já em laboratório, Lopes (2019) ensaiou 119 amostras, tendo obtido um total de 2288 medições de rebote, cuja média dos desvios padrões de rebote foi igual a $\sigma_R \approx 4$.

Sendo assim, foi considerado nesta pesquisa que o desvio padrão dos rebotes é igual a 5, obtendo-se, por meio da correlação apresentada na Figura 3.27, um desvio padrão igual a 12,7MPa para a resistência à compressão das juntas.

Considerando o valor acima como sendo o desvio padrão de JCS de laboratório e a Eq. 2.9, o desvio padrão médio para JCS de campo considerado neste trabalho foi igual a $\sigma_{JCS} \approx 10,4$ MPa.

Tabela 4.12 – Desvio padrão médio dos valores de rebote encontrados para os ensaios realizados por Steffens (2018), para cada tempo de alteração.

Tempo (h)	Desvio médio dos valores de rebote
0	6
600	4
1200	7
2400	5
4800	5
8300	6

4.3.2 Coeficiente de rugosidade das juntas – JRC

O desvio padrão de JRC para cada nível de alteração foi calculado por meio das médias do desvio padrão para cada tempo de alteração em laboratório, conforme apresentado na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 – Desvio padrão médio dos valores de rebote encontrados por Steffens (2018) para juntas rugosas por tempo de alteração.

Tempo (h)	Desvio padrão médio para JRC
0	2,4
600	2,9
1200	2,3
2400	2,0
4800	2,7
8300	4,3

Sendo assim, será considerado neste trabalho que o desvio padrão médio de JRC é igual a 2,8 para todos os níveis de alteração das amostras ensaiadas.

Considerando os valores acima como sendo os desvios padrões de JRC de laboratório e a Eq. 2.8, o desvio padrão médio para JRC de campo considerado neste trabalho foi igual a $\sigma_{JRC} \approx 2,4$.

4.3.3 Peso específico da rocha

Para o peso específico da rocha, considerando os resultados apresentados na Tabela 4.6, foi adotado um desvio padrão igual a 1,5 kN/m³ para os cenários de laboratório. Já para os cenários de campo, foi considerado um desvio padrão $\sigma_{\gamma_n} \approx 2,4$ kN/m³.

4.3.4 Ângulo de atrito da junta (ϕ)

Para o ângulo de atrito das juntas, será adotado o desvio padrão médio obtido considerando todos os resultados médios de ângulo de atrito apresentados na Tabela 4.7, para cada tempo de alteração. Sendo assim, o valor do desvio padrão do ângulo de atrito será considerado igual a $\sigma_{\phi} \approx 4,2^\circ$.

4.3.5 Histogramas de frequência

O histograma de frequência dos valores de rebote obtidos nos ensaios de Martelo Schmidt realizados por Oliveira (2017), Steffens (2018) e Lopes (2019) está apresentado na Figura 4.8. O histograma para os valores de JCS obtidos nas pesquisas supracitadas e reavaliadas pela correlação apresentada na Figura 3.27, está apresentado na Figura 4.9. Já o histograma dos valores de JRC obtidos em ensaios de cisalhamento direto está apresentado na Figura 4.10.

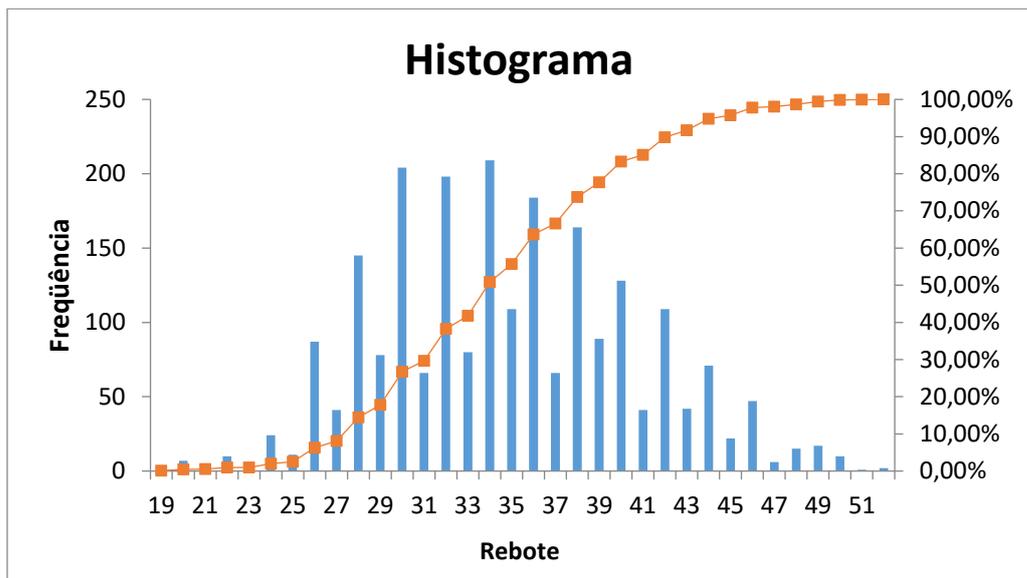


Figura 4.8 – Histograma de frequência dos valores de rebote obtidos por Oliveira (2017), Steffens (2018) e Lopes (2019).

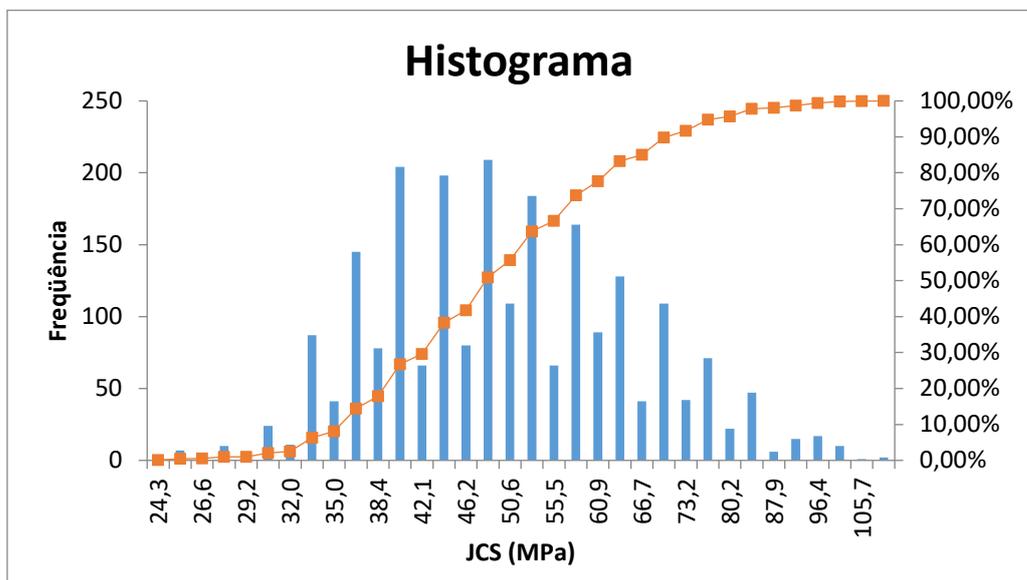


Figura 4.9 – Distribuição de frequência dos valores de JCS obtidos por Oliveira (2017), Steffens (2018) e Lopes (2019).

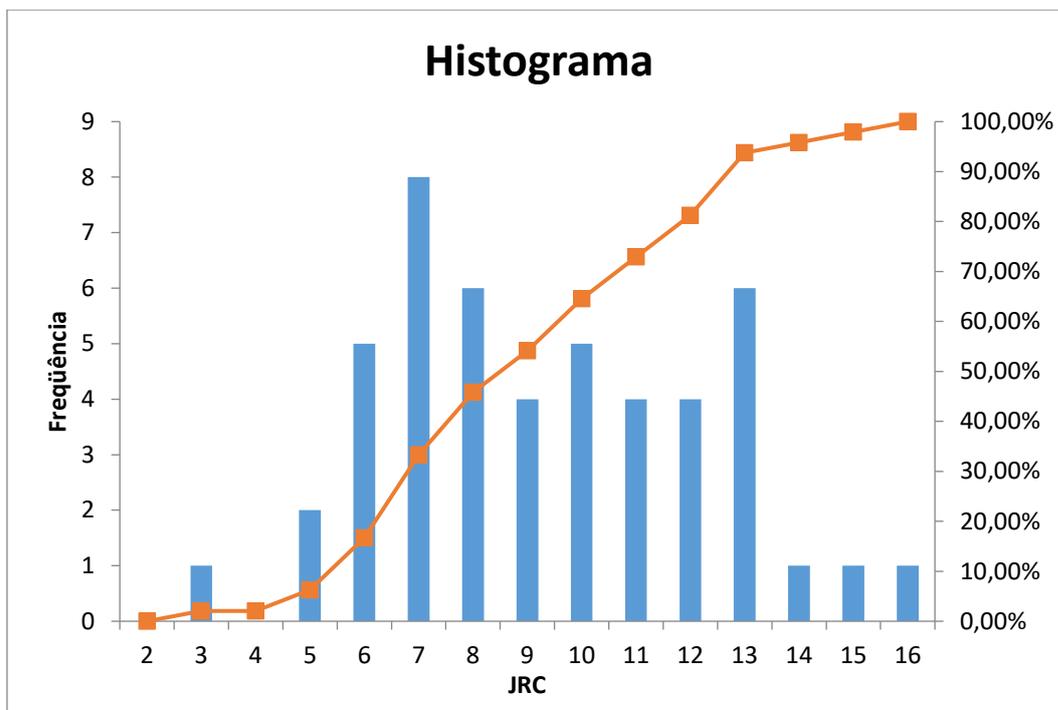


Figura 4.10 – Distribuição de frequência dos valores de JRC.

4.4 DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DA SEÇÃO

Devido à impossibilidade de acesso à seção geológico-geotécnica dos canais de Simplício, foi adotada neste trabalho uma seção geométrica esquemática, baseada em imagens do Canal 1 à época de sua construção e informações publicadas por Motta *et al.* (2009).

De acordo com Motta *et al.* (2009), parte dos taludes dos Canais 1, 2, 3 e 4 foram construídos em inclinações de 1(V):1,5(H) até a elevação 254,5m e para taludes acima desta elevação, foi considerada a inclinação de 1(V):1,3(H), com altura de berma igual à 10 m e largura de 4m.

A partir de imagens do Canal 1 (Figura 4.11 a Figura 4.13), foi possível notar que em alguns pontos, os três bancos inferiores receberam berma de enrocamento e os demais são constituídos por solos. Os bancos inferiores são justamente os bancos em gnaiss que sofreram rupturas recorrentes e cuja estabilidade precisou ser aumentada por meio da colocação das bermas de enrocamento.

A Figura 4.14 apresenta a seção típica do Canal 3, do AHE Simplício, cuja geometria serviu de base para o modelo geométrico esquemático do talude que será analisado neste trabalho.

Considerando as imagens do Canal 1 e a geometria do Canal 3, optou-se pela modelagem dos taludes da seção esquemática com inclinação 1(V):1,3(H), com altura de berma igual à 10m e largura 4m.

A fim de analisar a influência do comportamento das juntas na estabilidade do maciço e o modo com que a alteração das juntas reduz a segurança dos canais, optou-se pela modelagem dos três bancos inferiores em rocha, ou seja, não foi considerada nas análises a região dos taludes constituída por solo residual de gnaiss.

Além disso, o acesso ao mapeamento das discontinuidades presentes nos maciços de Simplício não foi possível, desta forma, optou-se pela adoção de meio contínuo equivalente para as análises de estabilidade, onde o talude assume as propriedades das juntas em seus diferentes níveis de alteração.



Figura 4.11 – Início do Canal 1 e PCH Anta – vista aérea (Donha Filho, 2011).



Figura 4.12 – Início do Canal 1 – vista aérea (Donha Filho, 2011).



Figura 4.13 – Final do Canal 1 e emboque do Túnel 1 – vista aérea (Motta et al., 2009).

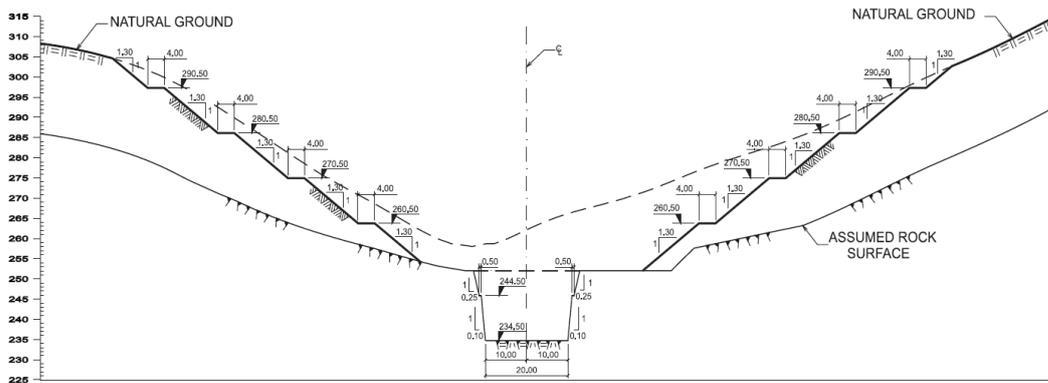


Figura 4.14 – Canal 3 – Geometria (Motta *et al.*, 2009).

Isto posto, a geometria esquemática final definida para as análises de estabilidade que serão apresentadas posteriormente neste trabalho, pode ser vista na Figura 4.15.

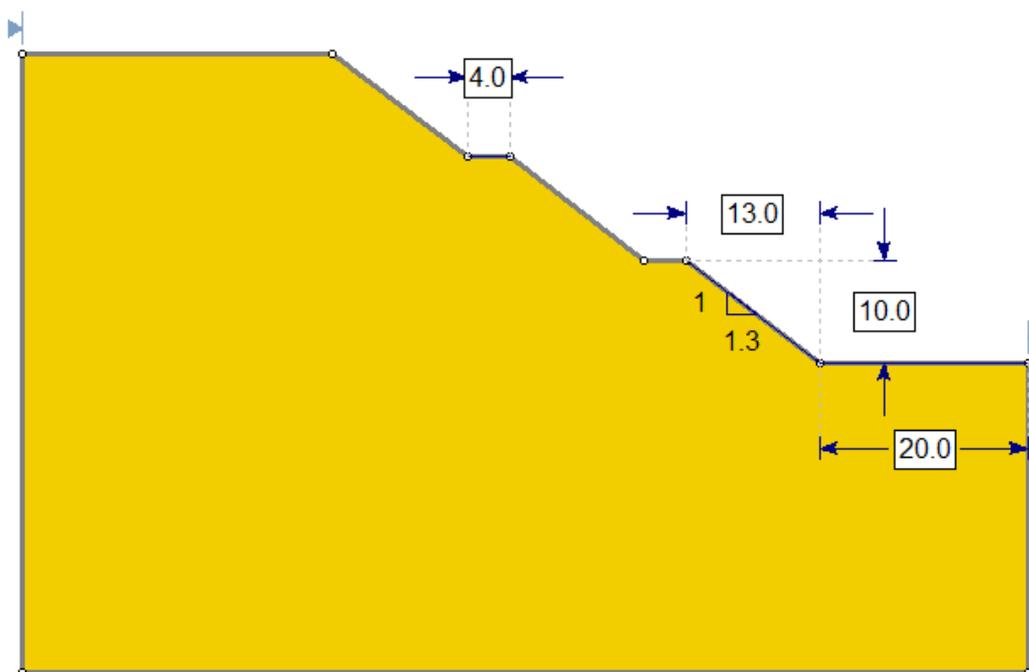


Figura 4.15 – Geometria esquemática definida para as análises de estabilidade desta pesquisa.

4.4.1 Nível d'água

Para as análises de estabilidade do talude do canal do AHE Simplício, será considerado um nível d'água igual à 12,0 m, podendo este N.A. sofrer uma variação de 1,2 m para mais ou para menos.

4.5 DIRETRIZES PARA DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS

Este capítulo apresenta diretrizes para definição dos parâmetros geotécnicos necessários para utilização do critério de Barton-Bandis.

Conforme apresentado anteriormente, as variáveis a serem definidas para aplicação do critério de ruptura de Barton-Bandis são: JCS, JRC, ângulo de atrito residual (ϕ_r) e do ângulo de atrito da junta (ϕ).

Os valores de JCS podem ser obtidos por meio de ensaios de compressão uniaxial das juntas rochosas ou de ensaios de Martelo Schmidt, devendo ambos serem realizados para diferentes níveis de alteração das juntas.

O ensaio de Martelo Schmidt apresenta-se como uma ótima opção devido à facilidade de realização deste ensaio e à portabilidade do equipamento, gerando resultados mais aproximados aos dos ensaios de compressão uniaxial conforme o número de leituras realizadas aumenta.

O ensaio deve ser realizado em diferentes níveis de alteração, incluindo a rocha e a junta sã, para que a comparação entre estes níveis e o material intacto seja feita. Além disso, é importante encontrar a correlação entre rebote e resistência à compressão que mais se adequa ao comportamento do material analisado, sendo que diversas delas foram apresentadas na Tabela 2.10.

Por meio de ensaios de cisalhamento direto das juntas ou ensaios de rampa (*tilt test*) é possível obter o valor do ângulo de atrito básico (ϕ_b) para a junta sã ou do ângulo de atrito residual (ϕ_r) para as juntas alteradas.

Os valores correspondentes de JRC para cada amostra ensaiada, em diferentes níveis de alteração podem ser calculados pela , considerando os pares de tensão cisalhante e tensão normal do ensaio de cisalhamento direto das juntas e dos valores de JCS e de ϕ_b ou de ϕ_r .

A determinação dos valores de JCS e JRC de campo exige determinar o tamanho dos blocos *in situ*, para comparação com o tamanho das amostras ensaiadas em laboratório. A partir das dimensões e dos valores de JCS e JCR obtidos em laboratório, é possível obter os valores de campo por meio das equações Eq. 2.8 e Eq. 2.9.

Em resumo, as diretrizes para determinação dos parâmetros do modelo de ruptura de Barton-Bandis são:

- i. Realização de ensaios de compressão uniaxial ou Martelo Schmidt em juntas com diferentes níveis de alteração;
- ii. Determinação do valor de JCS para cada nível de alteração ensaiado;
- iii. Realização de ensaios de cisalhamento direto ou rampa;
- iv. Determinação do ângulo de atrito básico (ϕ_b) para a junta sã ou do ângulo de atrito residual (ϕ_r) para as juntas alteradas;
- v. Cálculo do valor de JRC para cada amostra ensaiada, em diferentes níveis de alteração;
- vi. Obtenção das dimensões dos blocos em campo e das amostras ensaiadas em laboratório;
- vii. Cálculo dos valores de JCS e JRC de campo.

5 ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Nesta pesquisa, o maciço rochoso foi modelado como meio contínuo equivalente, cujos parâmetros da modelagem foram baseados no comportamento geomecânico das juntas sãs e/ou alteradas do gnaisse da região de Simplício, ou seja, foi considerado que as propriedades das juntas governam o comportamento do maciço.

Esta abordagem foi adotada também com o intuito de entender o modo com que a alteração das juntas pode influenciar na estabilidade dos canais de Simplício e de outras obras, cujo material possua características similares.

Conforme abordado anteriormente, foram realizadas análises de estabilidade determinísticas e probabilísticas, por meio da abordagem de equilíbrio limite e utilizando o critério de ruptura de Barton-Bandis. Para as análises determinísticas foi utilizado o *software* Slide2 da empresa Rocscience e os fatores de segurança foram obtidos para superfície não-circular, por meio dos Métodos de Spencer e Morgenstern-Price. As análises probabilísticas foram desenvolvidas adotando-se os Métodos de FOSM e Monte Carlo.

5.1 CENÁRIOS DE ANÁLISES

Foram considerados cinco cenários para análise de estabilidade de juntas rugosas, sendo um cenário para cada nível de alteração definido na Tabela 4.1. Além disso, para todos os cenários foram realizadas análises com e sem a influência do nível d'água, conforme apresentado na Tabela 5.1.

Para cada cenário foram realizadas análises com os parâmetros obtidos em laboratório, apresentados no Item 4, e os parâmetros de campo apresentados no Item 4.2, que levam em consideração o efeito de escala definido por Barton & Choubey (1977).

A Tabela 5.2 apresenta os cenários e tipos de análise realizadas nesta pesquisa e respectivos parâmetros geomecânicos considerados em cada análise.

Tabela 5.1 – Cenários de análise para juntas rugosas e respectivos níveis de alteração.

Cenários	Nível de alteração	N.A.
Cenário 1	Junta não alterada	Não
Cenário 2	Junta muito pouco alterada	Não
Cenário 3	Junta pouco alterada	Não
Cenário 4	Junta medianamente alterada	Não
Cenário 5	Junta moderadamente alterada	Não
Cenário 6	Junta não alterada	Sim
Cenário 7	Junta muito pouco alterada	Sim
Cenário 8	Junta pouco alterada	Sim
Cenário 9	Junta medianamente alterada	Sim
Cenário 10	Junta moderadamente alterada	Sim

Tabela 5.2 – Cenários de análise para juntas rugosas e parâmetros considerados.

Cenários	JCS (MPa)	JRC	γ (kN/m³)	ϕ (°)	N.A.
Cenário 1 – Lab.	139,3	13,3	27	37	-
Cenário 2 – Lab.	87,9	8,9	27	35	-
Cenário 3 – Lab.	72,5	8,3	27	33	-
Cenário 4 – Lab.	45,2	8,3	24,3	31	-
Cenário 5 – Lab.	42,1	10,7	24,3	27	-
Cenário 1 – Campo	139,3	7,1	27	37	-
Cenário 2 – Campo	46,6	5,8	25,7	35	-
Cenário 3 – Campo	38,7	5,6	24,3	33	-
Cenário 4 – Campo	25,1	5,6	21,6	31	-
Cenário 5 – Campo	19,5	6,4	21,6	27	-
Cenário 6 – Lab.	139,3	13,3	27	37	12m

Cenário 7 – Lab.	87,9	8,9	27	35	12m
Cenário 8 – Lab.	72,5	8,3	27	33	12m
Cenário 9 – Lab.	45,2	8,3	24,3	31	12m
Cenário 10 – Lab.	42,1	10,7	24,3	27	12m
Cenário 6 – Campo	139,3	7,1	27	37	12m
Cenário 7 – Campo	46,6	5,8	25,7	35	12m
Cenário 8 – Campo	38,7	5,6	24,3	33	12m
Cenário 9 – Campo	25,1	5,6	21,6	31	12m
Cenário 10 – Campo	19,5	6,4	21,6	27	12m

A Tabela 5.3 apresenta um resumo dos desvios padrões considerados nas análises probabilísticas, para cada cenário de análise.

Tabela 5.3 – Desvio padrão considerado nas análises probabilísticas, para os cenários de laboratório e de campo.

Cenários	σ_{JCS} (MPa)	σ_{JRC}	σ_{γ} (kN/m ³)	σ_{ϕ} (°)	$\sigma_{N.A.}$ (m)
Cenários 1 a 5 – Laboratório	12,7	2,8	1,5	4,2	-
Cenários 6 a 10 – Laboratório	12,7	2,8	1,5	4,2	1,2
Cenário 1 a 5 – Campo	10,4	2,4	2,4	4,2	-
Cenário 6 a 10 – Campo	10,4	2,4	2,4	4,2	1,2

5.2 ANÁLISES DOS PARÂMETROS

Este item se destina a apresentar os resultados obtidos e as discussões acerca da parametrização do gnaiss Simplício.

Para a análise dos resultados obtidos considerando os parâmetros do material foi utilizada a nomenclatura indicada na Tabela 5.4 para identificação de cada nível de alteração, em conformidade com a definição apresentada na Tabela 4.1.

A dispersão dos valores de JRC, ângulo de atrito de pico e ângulo de atrito, obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, está apresentada na Figura 5.1, de acordo com o nível de alteração das amostras.

Tabela 5.4 – Nível de alteração definido de acordo com o tempo de alteração.

Nível de alteração	Nomenclatura
Junta não alterada	Nível 1
Junta muito pouco alterada	Nível 2
Junta pouco alterada	Nível 3
Junta medianamente alterada	Nível 4
Junta moderadamente alterada	Nível 5

É possível notar uma tendência de redução tanto do ângulo de atrito de pico quanto do ângulo de atrito das juntas de gnaiss. Também é possível verificar, um discreto aumento da dispersão dos valores de JRC, ângulo de atrito de pico e ângulo de atrito conforme o nível de alteração aumenta.

Para melhor visualização destas tendências, foram construídos os gráficos de valor médio e desvio (dispersão) para cada variável de interesse, levando em consideração o nível de alteração das amostras ensaiadas (Figura 5.2 a Figura 5.4).

Observa-se na Figura 5.2 a tendência de redução do ângulo de atrito conforme o nível de alteração das juntas aumenta. Além disso, pode-se notar um aumento da dispersão dos resultados para níveis de alteração mais significativos.

Apesar da Figura 5.1 indicar a tendência de redução para o ângulo de atrito de pico, quando considerada a média dos valores encontrados em laboratório, é possível notar na Figura 5.3 a redução para os primeiros níveis de alteração, com posterior aumento para o nível mais alterado (amostras alteradas por 8300h). Tal comportamento pode ter ocorrido devido ao significativo aumento da dispersão dos resultados para as amostras mais alteradas.

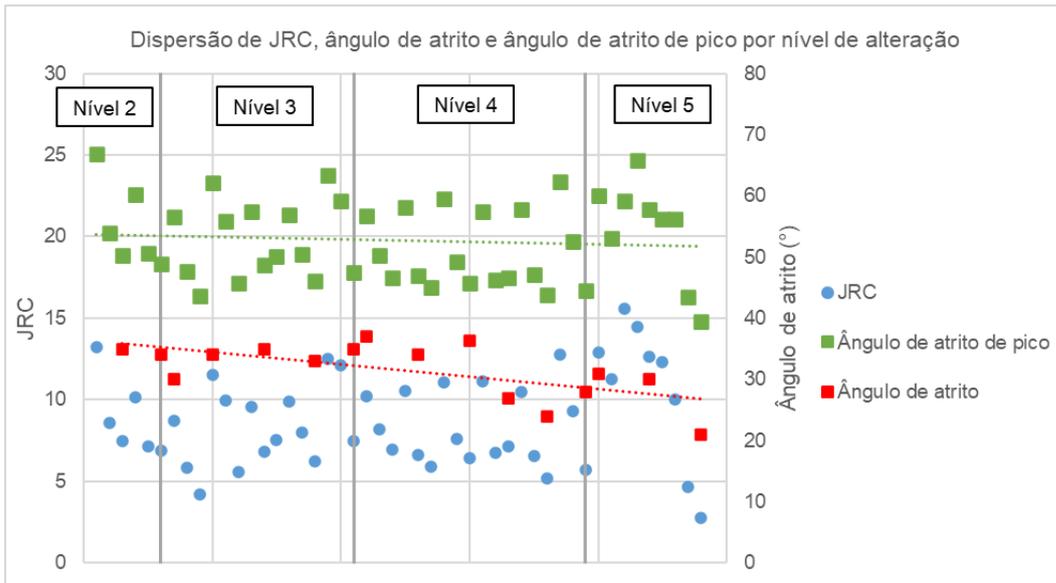


Figura 5.1 – Dispersão dos valores de JRC, ângulo de atrito de pico e ângulo de atrito.

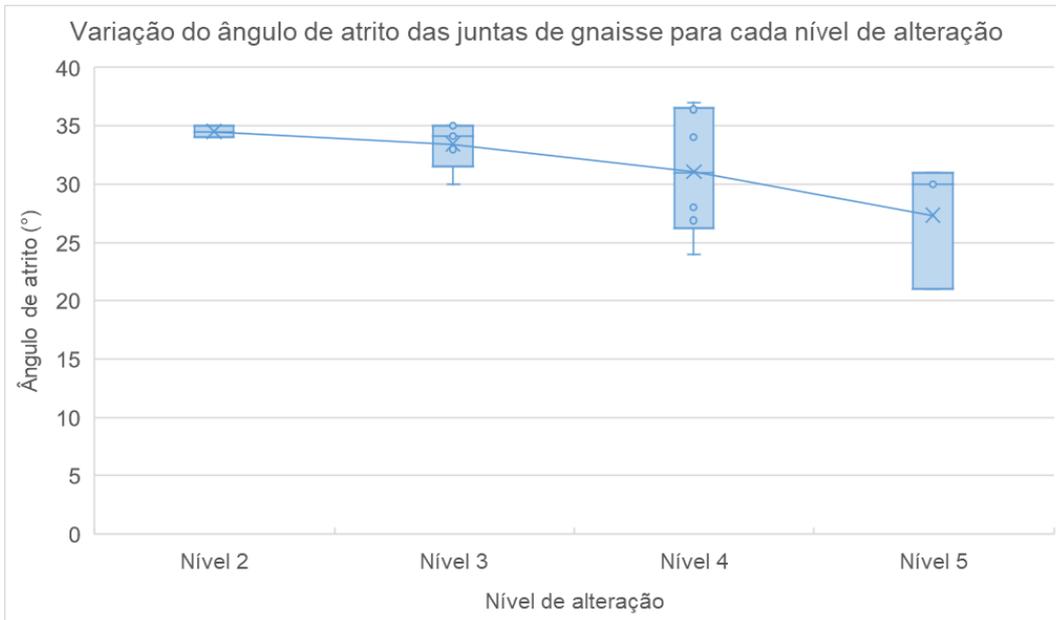


Figura 5.2 – Variação do ângulo de atrito das juntas de gnaíse para cada nível de alteração.

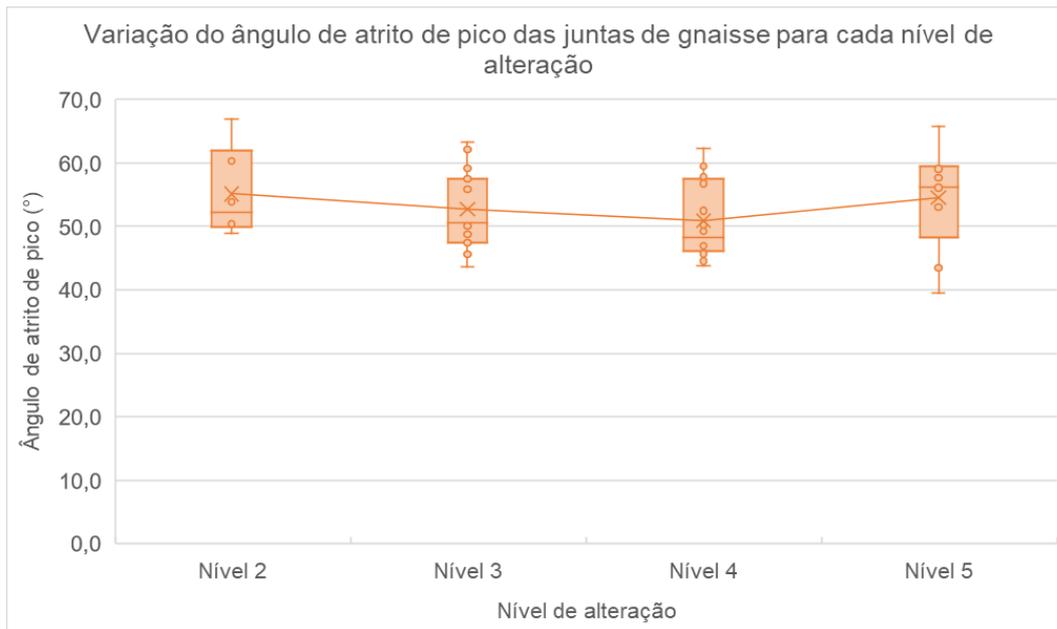


Figura 5.3 – Variação do ângulo de atrito de pico das juntas de gnaisse para cada nível de alteração.

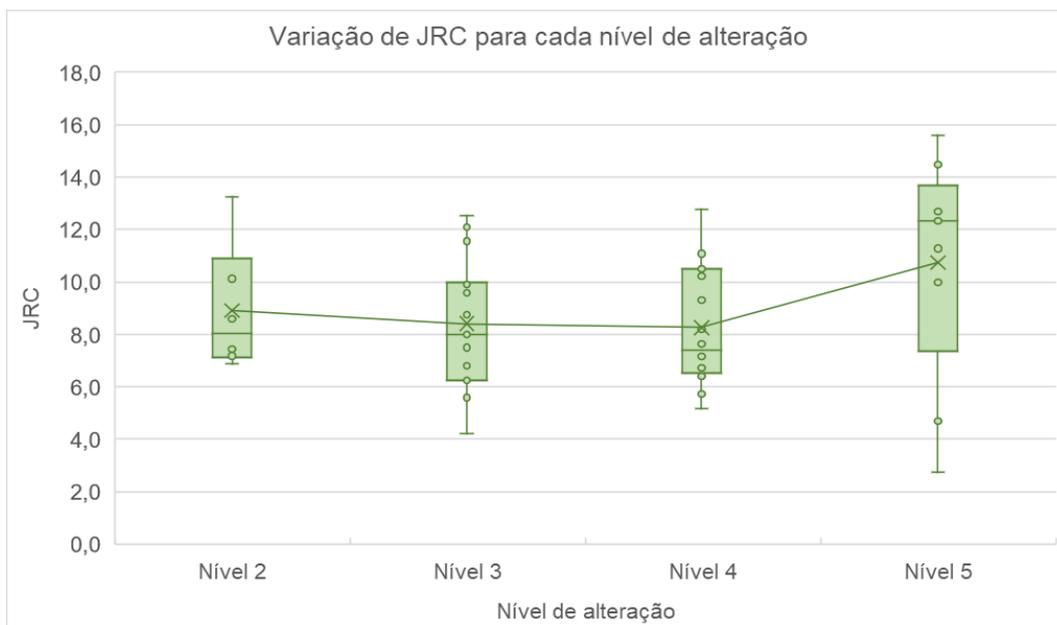


Figura 5.4 – Variação do JRC das juntas de gnaisse para cada nível de alteração.

Conforme apresentado na Figura 5.4, o valor de JRC sofre uma pequena redução para os níveis de alteração iniciais e um aumento significativo para o nível mais alterado, além do aumento da dispersão.

Segundo Woo *et al.* (2010), o ângulo de atrito de pico e o ângulo de atrito tendem a diminuir conforme a alteração de juntas de granito aumenta, enquanto o valor de JRC geralmente aumenta. Apesar deste aumento do coeficiente de rugosidade da junta, a resistência ao cisalhamento tende a ser menor para juntas alteradas, devido ao conjunto dos demais parâmetros que sofrem uma redução de valores, a saber ângulo de atrito de pico, ângulo de atrito e JCS (Figura 5.2, Figura 5.3 e Figura 5.5, respectivamente).

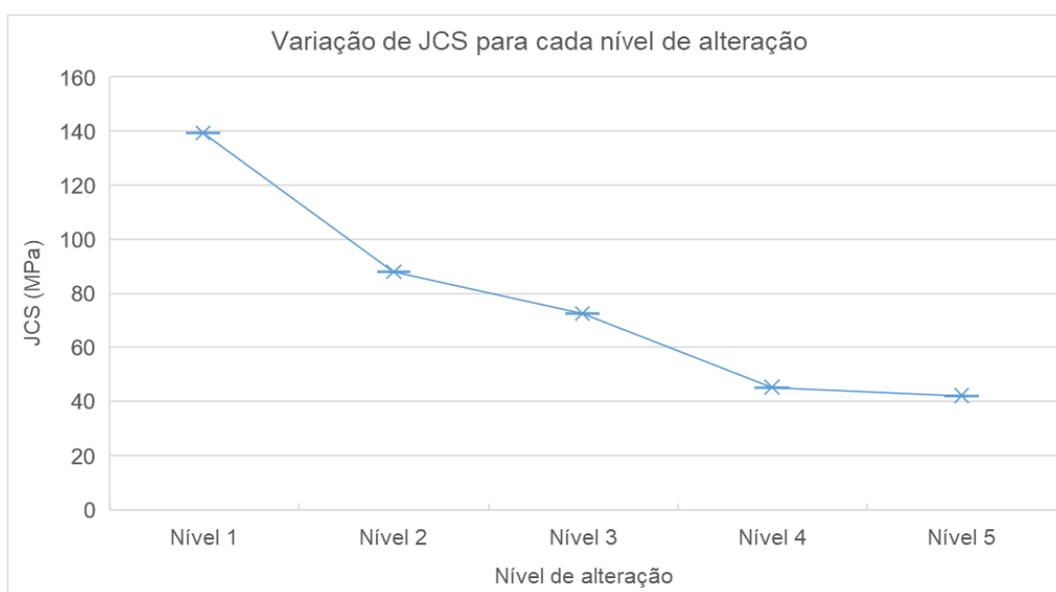


Figura 5.5 – Redução de JCS das juntas de gnaiss para cada nível de alteração.

É possível concluir que os resultados apresentados neste capítulo condizem com a tendência de comportamento descrita na bibliografia, estando a grande dispersão e alguns pontos de divergência ligados ao número de amostras ensaiadas por cisalhamento direto, considerado abaixo do ideal.

A Figura 5.6 apresenta o gráfico de tensão cisalhante de pico e tensão cisalhante última pelas tensões normais aplicadas durante os ensaios de cisalhamento direto. Além disso, foram plotadas no gráfico quatro trajetórias de tensão cisalhante utilizando o modelo de Barton-Bandis: duas trajetórias utilizando os parâmetros obtidos em laboratório para as juntas sãs (verde) e para as juntas mais alteradas (azul); além de duas trajetórias utilizando os parâmetros JCS e ϕ iguais aos das duas

primeiras trajetórias, alterando apenas os valores de JRC para 10 (vermelha) e 0,5 (preta). Os valores de JRC foram escolhidos a fim de abranger o maior número de pontos do gráfico, utilizando valores usualmente disponíveis nos estudos sobre o tema.

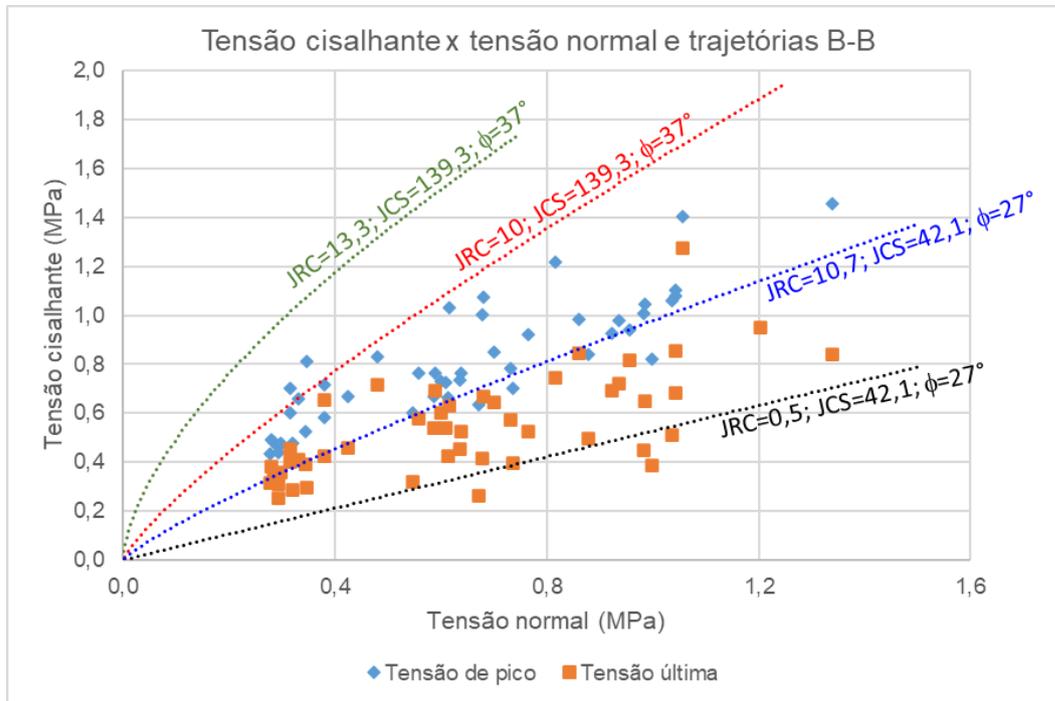


Figura 5.6 – Tensão cisalhante de pico e última por tensão normal e trajetórias de estimadas pelo modelo de Barton-Bandis (B-B) para parâmetros obtidos em laboratório.

É possível verificar na Figura 5.6 que os valores de tensão cisalhante de pico são mais altos e, em geral, localizam-se na faixa definida pela trajetória com os parâmetros das juntas sãs (verde) e trajetória das juntas mais alteradas (azul). Já os valores de tensão cisalhante última se situam na faixa entre as trajetórias com valores de JRC iguais a 10 (vermelha) e 0,5 (preta), estando ainda a sua grande maioria abaixo da trajetória azul (juntas com maior nível de alteração).

Esta diferença ocorre principalmente devido à influência da rugosidade na resistência das juntas, no início do cisalhamento. A partir do pico de resistência, a rugosidade passa a desempenhar um papel menos importante, reduzindo assim a resistência ao cisalhamento das amostras.

Utilizando os parâmetros de campo estimados por correlação com os valores de laboratório, as trajetórias se tornam mais abatidas, conforme apresentado na Figura 5.7.

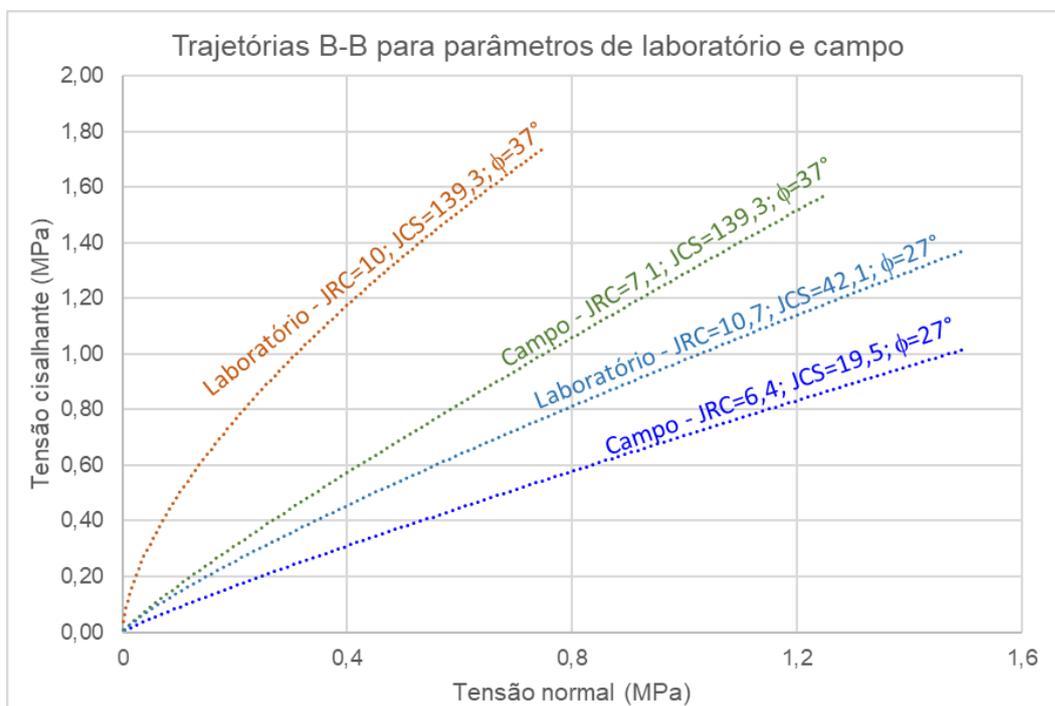


Figura 5.7 – Trajetórias de tensão pelo modelo de Barton-Bandis (B-B) para parâmetros de laboratório e de campo.

Note-se na Figura 5.7 que as trajetórias de campo apresentam menor inclinação quando comparadas às curvas de laboratório. Conforme abordado no Item 2.3, quanto menor a amostra ensaiada, maior será a influência da rugosidade da junta em sua resistência ao cisalhamento. Além disso, é possível notar por meio das trajetórias da rocha sã, para laboratório (laranja) e campo (verde), que o valor de JRC possui uma grande influência na trajetória de tensões.

Traçando a trajetória de tensões para todos os níveis de alteração ensaiados neste trabalho, considerando os parâmetros obtidos em laboratório e os estimados para campo, tal comportamento fica ainda mais evidente, como mostram a Figura 5.8 e a Figura 5.9. A Tabela 5.5 apresenta um resumo dos principais parâmetros usados em cada envoltória.

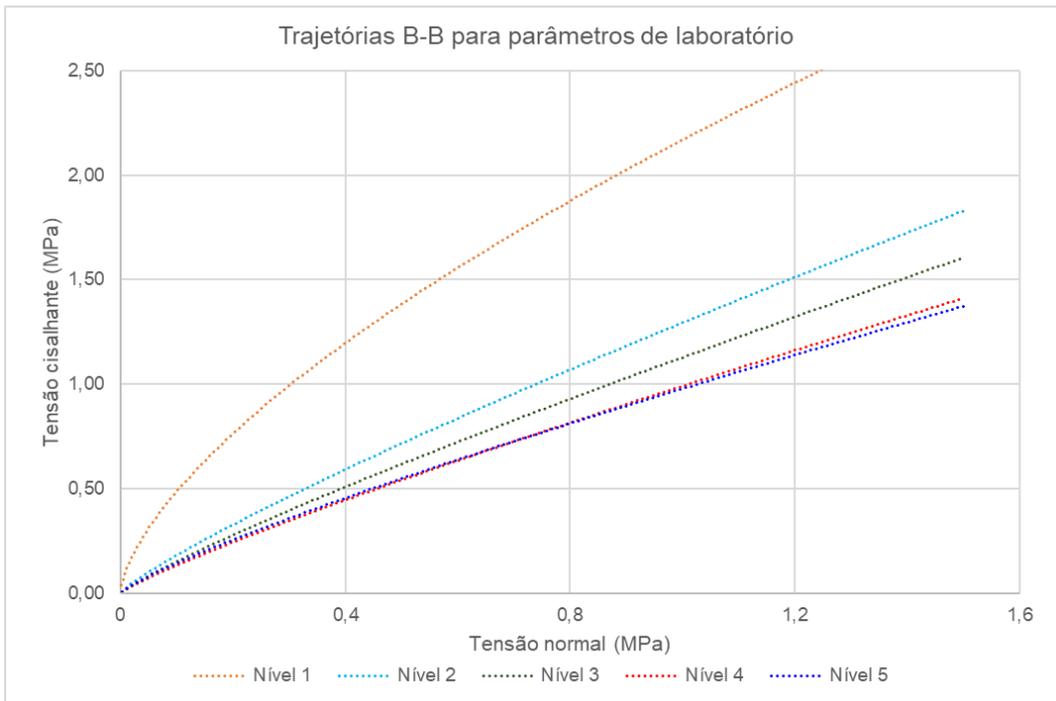


Figura 5.8 – Trajetórias de tensão pelo modelo de Barton-Bandis (B-B) para parâmetros de laboratório, considerando todos os níveis de alteração.

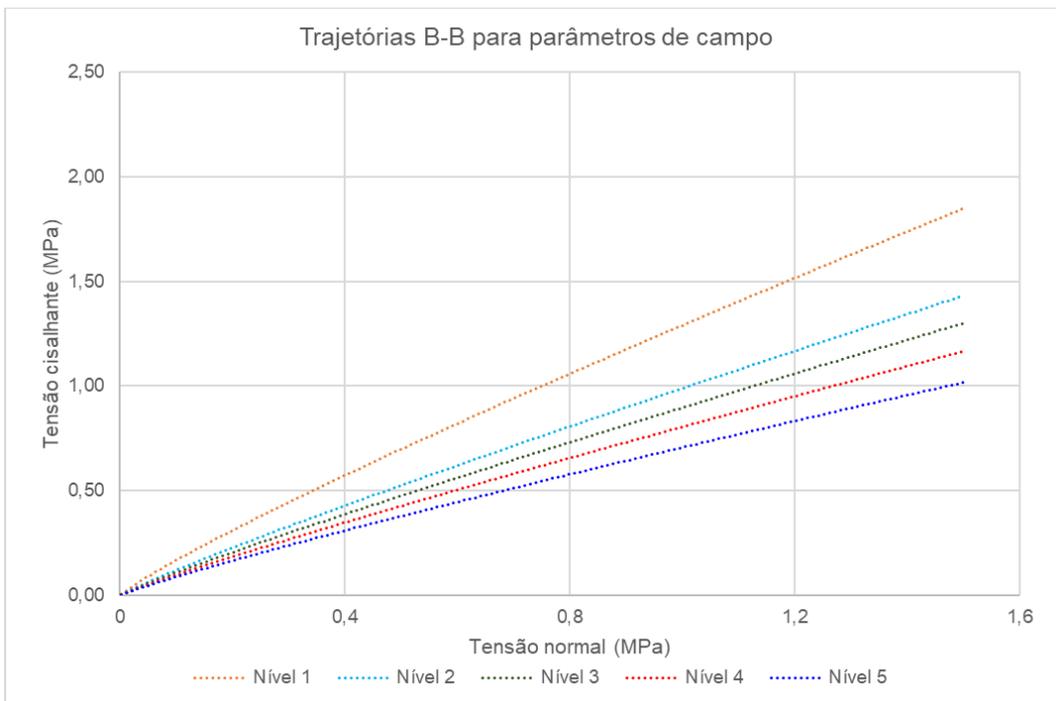


Figura 5.9 – Trajetórias de tensão pelo modelo de Barton-Bandis (B-B) para parâmetros de campo, considerando todos os níveis de alteração.

Tabela 5.5 – Parâmetros utilizados para cada nível de alteração.

Tipo	Nível de alteração	JRC	JCS (MPa)	ϕ (°)
Laboratório	Nível 1 – Lab.	13,3	139,3	37
	Nível 2 – Lab.	8,9	87,9	35
	Nível 3 – Lab.	8,3	72,5	33
	Nível 4 – Lab.	8,3	45,2	31
	Nível 5 – Lab.	10,7	42,1	27
Campo	Nível 1 – Campo	7,1	139,3	37
	Nível 2 – Campo	5,8	46,6	35
	Nível 3 – Campo	5,6	38,7	33
	Nível 4 – Campo	5,6	25,1	31
	Nível 5 – Campo	6,4	19,5	27

5.3 ANÁLISES DE ESTABILIDADE DETERMINÍSTICAS

As análises de estabilidade determinísticas foram realizadas utilizando o critério de Barton-Bandis, para a geometria e parâmetros definidos no Capítulo 4. As simulações foram realizadas com a ajuda do *software* Slide2 da empresa Rocscience, utilizando os métodos de Spencer e Morgenstern-Price (GLE) para superfície não-circular.

A Figura 5.10 a Figura 5.13 apresentam as análises de estabilidade de cada cenário e a Tabela 5.6 apresenta um resumo dos resultados obtidos.

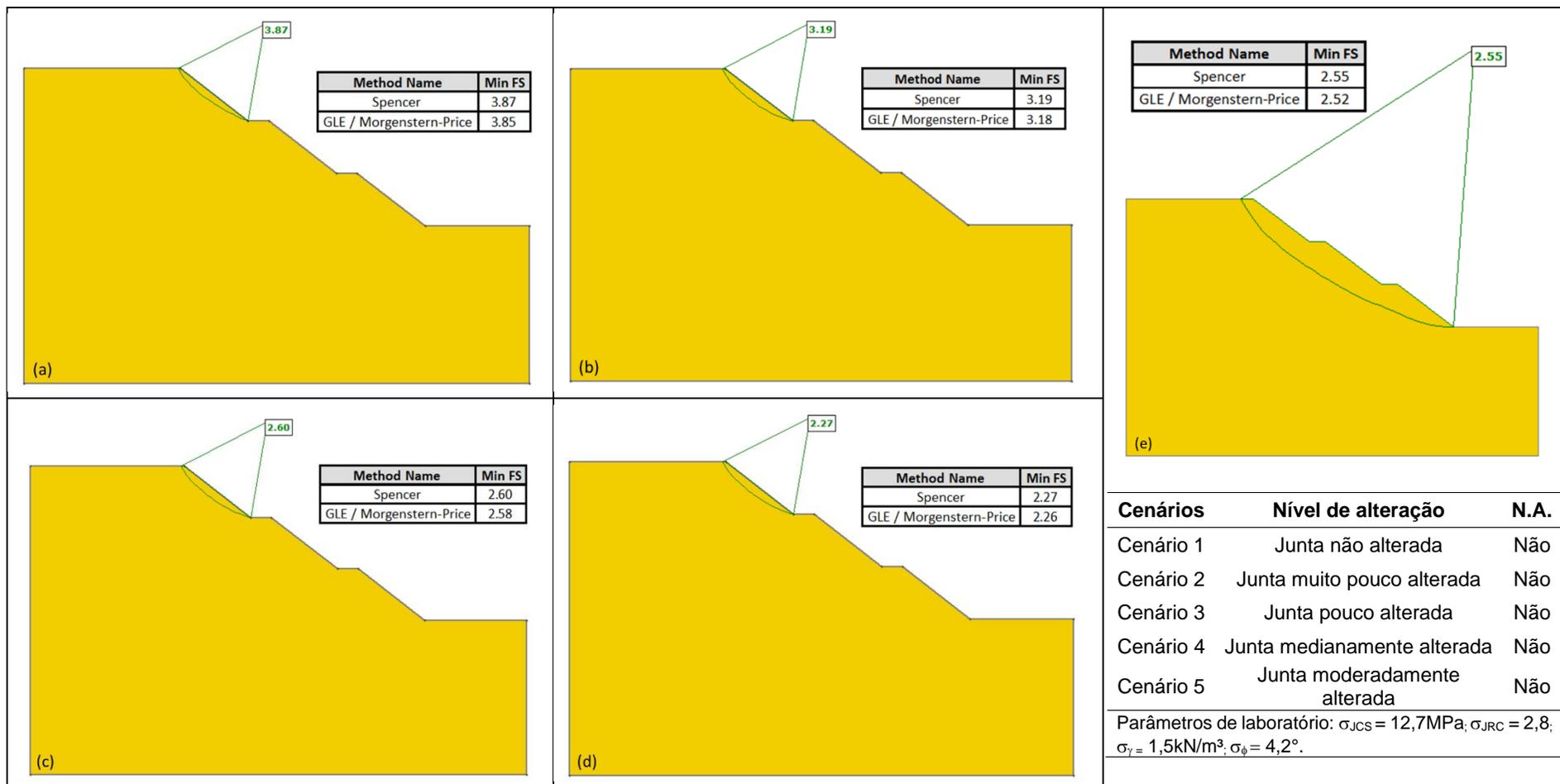


Figura 5.10 – Resultado das análises de estabilidade com parâmetros de laboratório: (a) Cenário 1, (b) Cenário 2, (c) Cenário 3, (d) Cenário 4 e (e) Cenário 5.

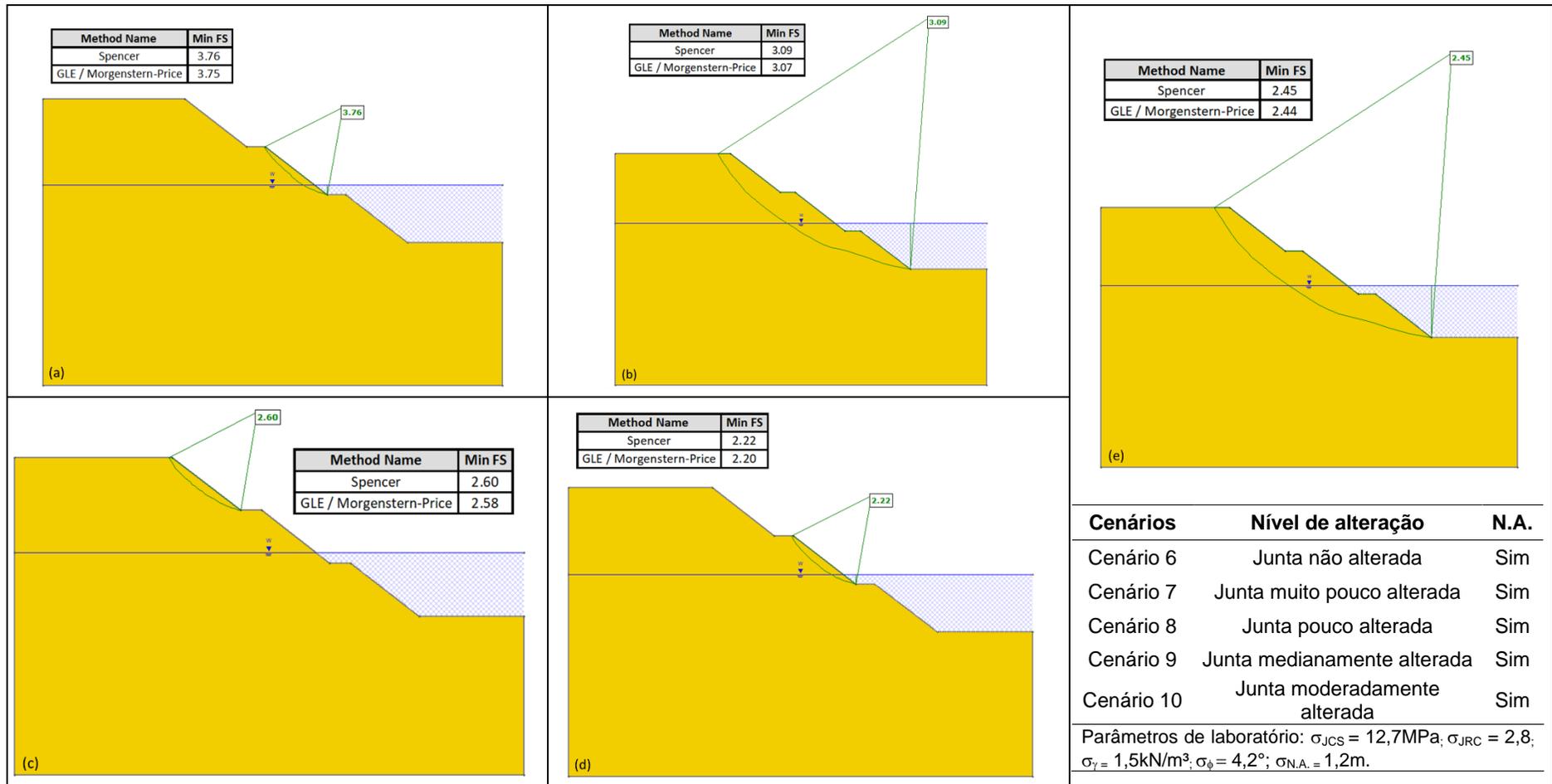


Figura 5.11 – Resultado das análises de estabilidade com parâmetros de laboratório: (a) Cenário 6, (b) Cenário 7, (c) Cenário 8, (d) Cenário 9 e (e) Cenário 10.

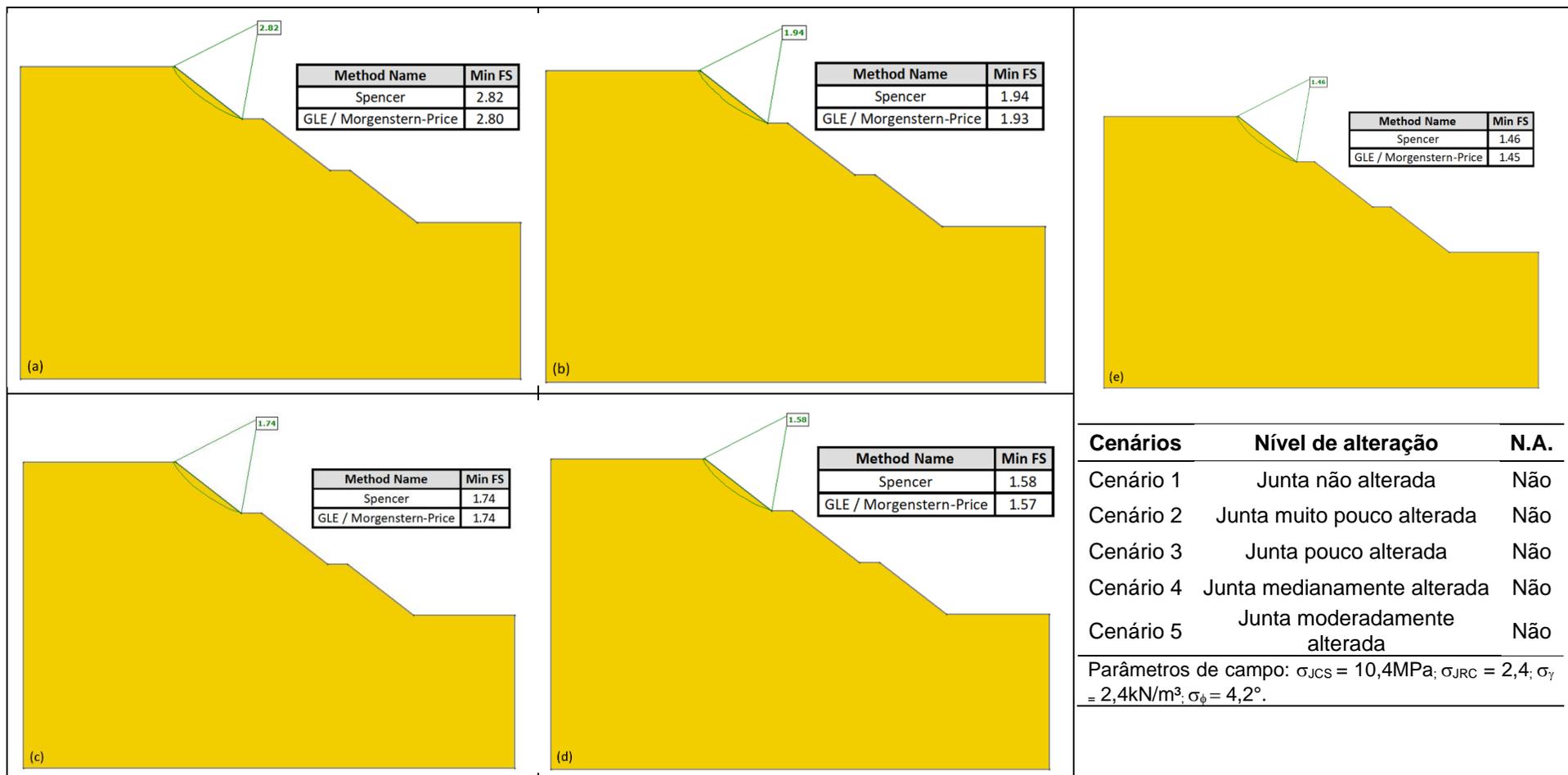


Figura 5.12 – Resultado das análises de estabilidade com parâmetros de campo: (a) Cenário 1, (b) Cenário 2, (c) Cenário 3, (d) Cenário 4 e (e) Cenário 5.

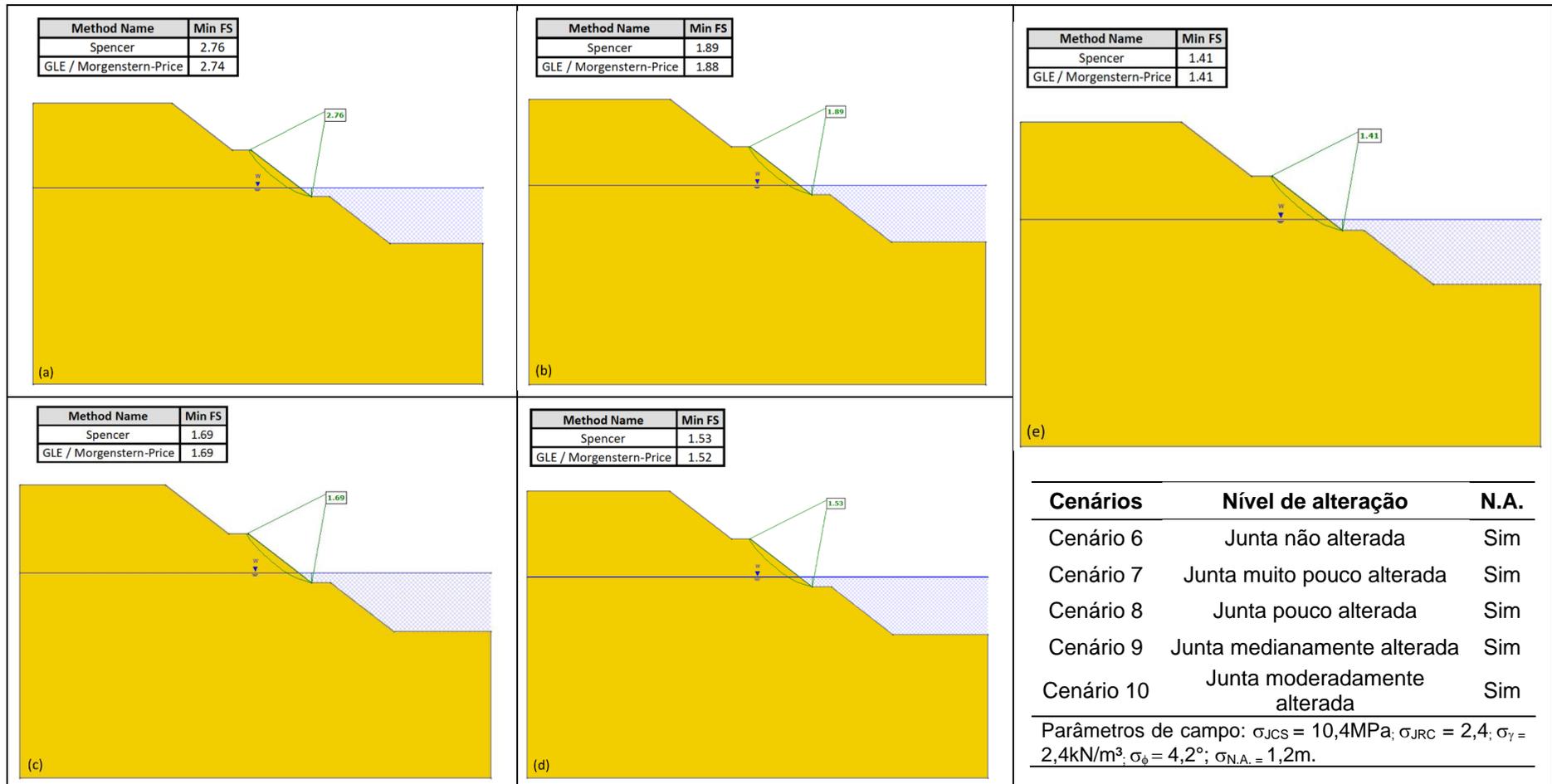


Figura 5.13 – Resultado das análises de estabilidade com parâmetros de campo: (a) Cenário 6, (b) Cenário 7, (c) Cenário 8, (d) Cenário 9 e (e) Cenário 10.

Tabela 5.6 – Fatores de segurança determinísticos.

Cenários	Laboratório		Campo	
	Spencer	GLE	Spencer	GLE
Cenário 1	3,87	3,85	2,82	2,80
Cenário 2	3,19	3,18	1,94	1,93
Cenário 3	2,60	2,58	1,74	1,74
Cenário 4	2,27	2,26	1,58	1,57
Cenário 5	2,55	2,52	1,46	1,45
Cenário 6	3,76	3,75	2,76	2,74
Cenário 7	3,09	3,07	1,89	1,88
Cenário 8	2,60	2,58	1,69	1,69
Cenário 9	2,22	2,20	1,53	1,52
Cenário 10	2,45	2,44	1,41	1,41

A partir dos resultados apresentados na Tabela 5.6 nota-se a redução expressiva do FS com o aumento do nível da alteração, tanto para as análises com parâmetros de laboratório quanto para as análises com parâmetros de campo.

Considerando os cenários de laboratório, houve uma redução de cerca de 34% do FS do Cenário 1 (junta sã) para o Cenário 5 (juntas mais alteradas) e de 35% do Cenário 6 para o Cenário 10. A diferença entre FS aumenta para 41% se comparados os Cenários 1 e 4 e os Cenários 6 e 9, para os quais os fatores de segurança obtidos foram os mais baixos.

Para os cenários de campo, a redução percentual do FS se torna ainda mais expressiva e igual a 48% para a diferença entre o Cenário 1 e o Cenário 5 e igual a 49% para o Cenário 6 e o Cenário 10.

É importante destacar, que entre os cenários que utilizaram parâmetros da junta sã (Cenários 1 e 6) e os que utilizaram parâmetros da junta muito pouco alterada (Cenários 2 e 7), houve uma redução de FS da ordem de 17% a 18% para os cenários de laboratório e de 31% para os cenários de campo. Esta diminuição significativa mostra que mesmo para baixos níveis de alteração, a resistência do maciço pode ser consideravelmente afetada.

Com relação à consideração do nível d'água nas seções, nota-se a redução do FS variando entre 2% e 4% para todos os cenários considerados neste estudo.

Cabe ressaltar, que para os cenários de campo, a alteração das juntas reduziu os fatores de segurança para valores abaixo de 1,5, valor este que pode, a depender do tipo de obra, não ser aceitável de acordo com o preconizado nas normativas brasileiras.

Além disso, Lopes (2019) mostrou que as juntas submetidas à 8300h de percolação acelerada por Salles (2013), apresentam características similares às das juntas alteradas naturalmente ao longo de 10 anos.

Sendo assim, uma redução de aproximadamente 50% do FS em amostras alteradas naturalmente ao longo de uma década pode acarretar a diminuição significativa de resistência, inclusive a ruptura dos taludes alterados.

5.4 ANÁLISES DE ESTABILIDADE PROBABILÍSTICAS

Este item apresenta os resultados obtidos das análises probabilísticas realizadas adotando-se os Métodos de FOSM e Monte Carlo. Os métodos de equilíbrio limite e configurações utilizadas para as análises determinísticas foram mantidos, portanto, as simulações foram realizadas pelos métodos de Spencer e Morgenstern-Price (GLE) para superfície não-circular, utilizando o modelo de Barton-Bandis.

Os valores de desvio padrão utilizados nas análises probabilísticas foram discutidos e apresentados no Item 4.3 e sumarizados na Tabela 5.3.

Cabe recordar que a probabilidade de ruptura corresponde à probabilidade de o fator de segurança ser igual ou menor que 1, ou seja, representa a quantidade de fatores de segurança que estão abaixo do valor unitário.

5.4.1 Análises por FOSM

O método de FOSM (*First Order Second Moment*) permite encontrar o desvio padrão da função FS e seu respectivo índice de confiabilidade (β), obtendo-se assim a probabilidade de ruptura (Pr). Para

isto, o método calcula variância do FS a partir da variação de cada parâmetro, mantendo-se os demais fixos.

Seguindo a sugestão de Dell'Avanzi (1995), foi adotada a variação igual a $\pm 10\%$ para o valor de cada parâmetro. Para os cenários sem nível d'água, quatro parâmetros foram considerados variáveis: JCS, JRC, ϕ e γ . Já para os cenários com nível d'água, cinco parâmetros foram considerados variáveis: JCS, JRC, ϕ , γ e N.A.

Portanto, foram realizadas cinco análises de estabilidade para os cenários sem nível d'água, das quais uma análise foi determinística e as outras quatro foram as análises probabilísticas referentes à variação de cada um dos parâmetros. Para os cenários com nível d'água foram realizadas seis análises, sendo uma determinística e as outras cinco análises probabilísticas referentes à variação de cada parâmetro. Sendo assim, foram realizadas um total de 110 análises para determinação da probabilidade de ruptura pelo método de FOSM para todos os 20 cenários.

De acordo com Vecci (2018), a fixação ou não da superfície de ruptura crítica gera uma variação não muito impactante na probabilidade de ruptura de um problema analisado por FOSM. Sendo assim, neste trabalho foi adotada a premissa de superfície de ruptura livre (sem fixação).

A Tabela 5.7 apresenta um exemplo da aplicação do Método FOSM para o Cenário 1 de laboratório, no qual quatro variáveis aleatórias foram analisadas.

A partir dos valores de FS obtidos para cada variação de parâmetro, foi calculada a variância e o desvio padrão do fator de segurança para cada cenário, obtendo-se também os valores de β e Pr. A Tabela 5.8 apresenta os resultados obtidos nas análises por FOSM, para cada um dos cenários, pelos métodos de Spencer e GLE.

As tabelas resumo utilizadas para determinação da probabilidade de falha de cada um dos cenários são apresentadas no APÊNDICE I.

Tabela 5.7 – Exemplo da aplicação do método de FOSM para o Cenário 1 de laboratório.

Cenários	Análise determinística	Análise probabilística			
Parâmetros	Parâmetros médios	JCS-10%	JRC-10%	ϕ -10% (°)	γ -10%
JCS (MPa)	139,3	125,37	139,3	139,3	139,3
JRC	13,3	13,3	11,97	13,3	13,3
ϕ (°)	37	37	37	33,3	37
γ (kN/m ³)	27	27	27	27	24,3
FS	3,85	3,85	3,85	3,86	3,85

Tabela 5.8 – Resultados obtidos nas análises por FOSM.

Tipo	Cenários	Spencer			GLE		
		FS	β	Pr (%)	FS	β	Pr (%)
Laboratório	Cenário 1	3,87	-	0,00	3,85	641,5	0,00
	Cenário 2	3,19	1,58	5,74	3,18	1,57	5,80
	Cenário 3	2,60	1,55	6,09	2,58	1,53	6,28
	Cenário 4	2,28	1,52	6,42	2,26	1,53	6,30
	Cenário 5	2,55	1,93	2,67	2,52	1,99	2,33
	Cenário 6	3,76	30,95	0,00	3,75	41,38	0,00
	Cenário 7	3,09	1,70	4,48	3,07	1,70	4,50
	Cenário 8	2,60	1,30	9,62	2,58	1,31	9,53
	Cenário 9	2,22	1,48	6,88	2,20	1,51	6,53
	Cenário 10	2,45	1,93	2,66	2,45	1,94	2,64
Campo	Cenário 1	2,82	1,66	4,86	2,80	1,63	5,12
	Cenário 2	1,94	1,56	5,97	1,93	1,57	5,87
	Cenário 3	1,74	1,42	7,75	1,74	1,40	8,14
	Cenário 4	1,58	1,27	10,18	1,57	1,26	10,45
	Cenário 5	1,46	1,11	13,27	1,45	1,12	13,16

Cenário 6	2,76	1,61	5,33	2,74	1,61	5,41
Cenário 7	1,89	1,52	6,44	1,88	1,52	6,45
Cenário 8	1,69	1,36	8,76	1,69	1,34	8,95
Cenário 9	1,53	1,21	11,25	1,52	1,17	12,12
Cenário 10	1,41	1,02	15,46	1,41	1,02	15,28

Nota-se que, para ambos os Métodos de Spencer e Morgenstern-Price, os cenários de laboratório com os parâmetros da junta são (Cenário 1 e 6) apresentam probabilidade de ruptura igual a zero, ou seja, todos os fatores de segurança são iguais ou maiores que 1. Já para os cenários de campo correspondentes (Cenário 1 e 6), a probabilidade de ruptura se situa em 5%.

Tanto para os resultados de laboratório, quanto para os de campo, a probabilidade de ruptura aumenta conforme o nível de alteração também aumenta, com exceção dos Cenários 5, 9 e 10 de laboratório, para os quais houve uma redução da probabilidade de ruptura.

Para os cenários de campo é possível notar um aumento significativo na probabilidade de ruptura para os Cenários 1 a 5 e para os Cenários 6 a 10.

O método de FOSM permite a quantificação da contribuição relativa de cada um dos parâmetros na probabilidade de falha calculada pelo método. Esta aplicação permite aos engenheiros uma maior sensibilidade com relação ao problema e aos parâmetros de maior influência, direcionando de forma mais assertiva a solução de engenharia a ser projetada.

A Figura 5.14 apresenta o gráfico da contribuição relativa de cada parâmetro na variância do FS, correspondente ao Cenário 8. A Tabela 5.9 e a Tabela 5.10 apresentam um resumo da influência de cada variável aleatória para cada um dos cenários analisados pelo método de FOSM.

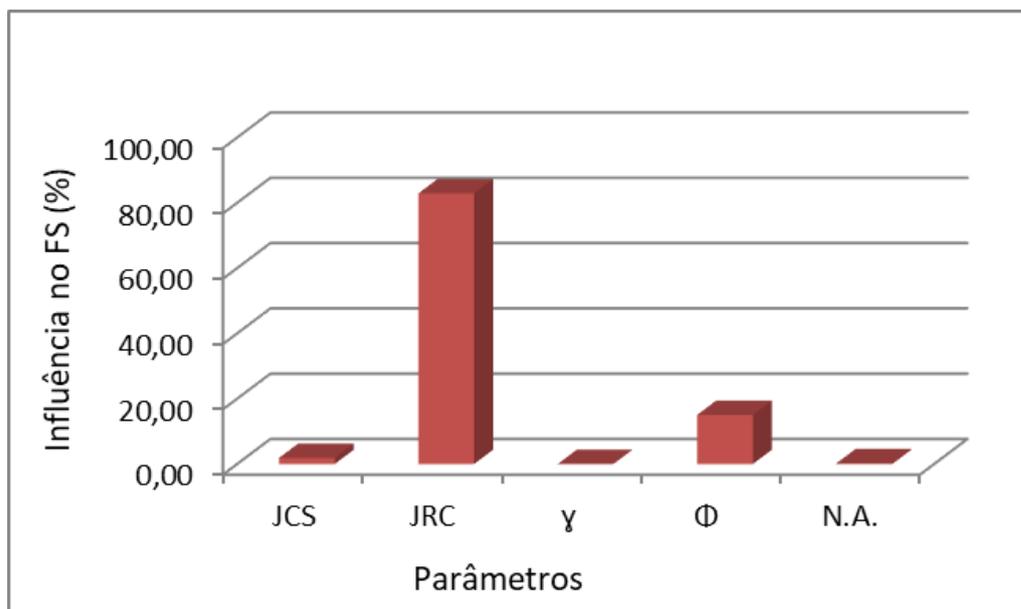


Figura 5.14 – Relevância de cada parâmetro na variância do fator de segurança - Cenário 8.

Tabela 5.9 – Influência percentual de cada parâmetro na variância do FS – Método de Spencer

Tipo	Cenário	JCS	JRC	γ	ϕ	NA
Laboratório	Cenário 1*	0	0	0	0	-
	Cenário 2	0,4	84,2	0,1	15,3	-
	Cenário 3	0,5	83,5	0,1	15,9	-
	Cenário 4	1,3	81,9	0,1	16,7	-
	Cenário 5	2,6	80,4	0,1	16,9	-
	Cenário 6*	0,0	3,6	1,1	0,0	95,3
	Cenário 7	0,4	83,9	0,0	15,7	0,0
	Cenário 8	1,8	83,1	0,0	14,8	0,3
	Cenário 9	1,3	81,9	0,0	16,7	0,1
	Cenário 10	3,4	73,3	0,1	23,2	0,0
Campo	Cenário 1	0,1	82,5	0,1	17,3	-
	Cenário 2	0,4	78,4	0,1	21,1	-
	Cenário 3	0,6	77,7	0,1	21,6	-
	Cenário 4	1,4	75,2	0,1	23,3	-

Cenário 5	3,8	71,6	0,2	24,4	-
Cenário 6	0,1	82,7	0,1	17,1	0,0
Cenário 7	0,4	78,4	0,1	21,0	0,1
Cenário 8	0,5	77,9	0,1	21,3	0,2
Cenário 9	1,5	74,2	0,1	23,9	0,3
Cenário 10	2,9	72,8	0,1	23,9	0,3

Nota: (*) Cenários 1 e 6 - Laboratório – O comportamento diverge dos demais devido à variação reduzida/inexistente de FS para alguns dos parâmetros estudados.

Tabela 5.10 – Influência de cada parâmetro na variância do FS – Método GLE

Tipo	Cenário	JCS	JRC	γ	ϕ	NA
Laboratório	Cenário 1*	0	0	100	0	-
	Cenário 2	0,4	84,2	0,1	15,3	-
	Cenário 3	0,4	84,2	0,1	15,3	-
	Cenário 4	1,2	81,9	0,0	16,9	-
	Cenário 5	3,3	80,5	0,1	16,1	-
	Cenário 6*	0,0	0,0	1,6	0,0	98,4
	Cenário 7	0,3	84,8	0,0	14,9	0,0
	Cenário 8	1,9	82,9	0,0	15,0	0,2
	Cenário 9	1,3	81,6	0,0	17,1	0,0
	Cenário 10	3,3	73,2	0,1	23,4	0,0
Campo	Cenário 1	0,1	82,6	0,1	17,2	-
	Cenário 2	0,5	78,1	0,1	21,3	-
	Cenário 3	0,7	77,2	0,1	22,0	-
	Cenário 4	1,6	75,0	0,1	23,3	-
	Cenário 5	3,4	71,3	0,2	25,1	-
	Cenário 6	0,1	82,7	0,1	17,1	0,0
	Cenário 7	0,4	78,4	0,0	21,1	0,1

Cenário 8	0,6	78,0	0,0	21,3	0,1
Cenário 9	1,7	75,5	0,0	22,7	0,1
Cenário 10	3,6	72,9	0,0	23,4	0,1

Nota: (*) Cenários 1 e 6 - Laboratório – O comportamento diverge dos demais devido à variação reduzida/inexistente de FS para alguns dos parâmetros estudados.

A partir dos resultados apresentados na Tabela 5.9 e na Tabela 5.10, observa-se que o coeficiente de rugosidade da junta (JRC) é o parâmetro de maior influência no FS para a configuração analisada neste trabalho, seguido pelo ângulo de atrito e pela resistência à compressão da junta (JCS). Para o problema modelado, o peso específico e o nível d'água não apresentaram influência significativa na variância do fator de segurança.

Além disso, é possível notar que, conforme o nível de alteração aumenta, a influência de JRC diminui, enquanto a do ângulo de atrito e do JCS aumentam. Este fenômeno condiz com as informações apresentadas na Figura 5.6, na qual a variação de JRC de 3,3 (curvas verde e vermelha) provoca a redução maior de resistência do que a redução correspondente à variação de 10,2 (curvas azul e preta).

5.4.2 Análises pelo Método de Monte Carlo

Devido ao grande esforço computacional exigido pelo Método de Monte Carlo, optou-se neste trabalho pela utilização do *software* Slide2, da empresa Rocscience, que já possui o método implementado nas opções de análises estatísticas.

Segundo Silva (2015), em uma distribuição normal cerca de 99% da amostragem é coberta considerando-se três desvios-padrão para cada parâmetro. Porém, considerando o valor supracitado, o valor de JRC ficaria negativo ou maior que 20, portanto, optou-se neste trabalho pela adoção de dois desvios-padrão para cada parâmetro. Para os Cenários 5 e 10 de campo, foi utilizado apenas um desvio-padrão de forma a manter valores positivos de JCS.

Assim como aplicado no método de FOSM, optou-se pela superfície de ruptura livre (sem fixação). Para isto, foi utilizada a opção *Overall Slope*, que realiza a busca para todas as superfícies probabilísticas possíveis.

Ao todo, foram realizadas 20 simulações probabilísticas por Monte Carlo, uma para cada cenário estudado. Vale ressaltar que o tempo necessário para a análise de cada cenário variou entre 5h e 6h, a depender do número de variáveis aleatórias existentes.

A Tabela 5.11 e Tabela 5.12 apresentam os resultados obtidos nas análises pelo Método de Monte Carlo, para cada um dos cenários de laboratório e de campo, para os Métodos de Spencer e de Morgenstern-Price, respectivamente.

Tabela 5.11 – Resultados obtidos nas análises pelo Método de Monte Carlo – Método de Spencer.

Tipo	Cenário	FS _{det}	FS _{méd}	RI	RI	Pr (%)
				normal	lognormal	
Laboratório	Cenário 1	3,87	3,84	20,61	37,51	0,00
	Cenário 2	3,19	3,06	2,70	4,43	0,00
	Cenário 3	2,56	2,69	2,16	3,34	0,00
	Cenário 4	2,28	2,38	1,88	2,73	0,20
	Cenário 5	2,55	2,60	2,23	3,40	0,00
	Cenário 6	3,76	3,74	17,70	31,87	0,00
	Cenário 7	3,09	2,99	2,66	4,32	0,00
	Cenário 8	2,60	2,62	2,08	3,16	0,10
	Cenário 9	2,22	2,32	1,85	2,64	0,20
	Cenário 10	2,45	2,52	2,17	3,26	0,00
Campo	Cenário 1	2,82	2,87	2,39	3,80	0,00
	Cenário 2	1,94	2,05	1,72	2,32	0,30
	Cenário 3	1,74	1,83	1,56	1,98	1,80
	Cenário 4	1,58	1,64	1,40	1,68	3,50

Cenário 5	1,46	1,52	1,29	1,48	6,90
Cenário 6	2,76	2,81	2,34	3,70	0,00
Cenário 7	1,89	2,00	1,68	2,23	0,60
Cenário 8	1,69	1,79	1,51	1,88	2,40
Cenário 9	1,53	1,59	1,34	1,56	5,30
Cenário 10	1,41	1,47	1,22	1,37	9,10

Tabela 5.12 – Resultados obtidos nas análises pelo método de Monte Carlo – Método GLE.

Tipo	Cenários	FS _{det}	FS _{méd}	RI	RI	Pr (%)
				normal	lognormal	
Laboratório	Cenário 1	3,85	3,83	20,05	36,45	0,00
	Cenário 2	3,18	3,04	2,69	4,40	0,00
	Cenário 3	2,58	2,68	2,16	3,32	0,00
	Cenário 4	2,26	2,37	1,88	2,73	0,20
	Cenário 5	2,52	2,58	2,23	3,37	0,00
	Cenário 6	3,75	3,74	18,07	32,52	0,00
	Cenário 7	3,07	2,98	2,65	4,30	0,00
	Cenário 8	2,58	2,61	2,07	3,15	0,10
	Cenário 9	2,20	2,31	1,84	2,63	0,20
	Cenário 10	2,45	2,51	2,17	3,25	0,00
Campo	Cenário 1	2,80	2,86	2,38	3,77	0,00
	Cenário 2	1,93	2,04	1,72	2,31	0,40
	Cenário 3	1,74	1,83	1,56	1,98	1,80
	Cenário 4	1,57	1,64	1,40	1,67	3,60
	Cenário 5	1,45	1,51	1,29	1,47	7,20
	Cenário 6	2,74	2,80	2,34	3,68	0,00
	Cenário 7	1,88	2,00	1,68	2,22	0,60
	Cenário 8	1,69	1,78	1,50	1,88	2,30

Cenário 9	1,52	1,59	1,33	1,56	5,30
Cenário 10	1,41	1,46	1,21	1,35	9,90

A partir da Tabela 5.11 e Tabela 5.12, observa-se que a probabilidade de ruptura obtida para os cenários de laboratório foi igual ou próxima a zero. Além disso, a variação entre os fatores de segurança determinístico e médio é de ordem centesimal a decimal, tanto para os cenários de laboratório quanto para os de campo.

Para os cenários de campo, a probabilidade de ruptura para os Cenários 1 e 6 é igual a zero e aumenta conforme o nível de alteração também aumenta, chegando à 7,2% para o Cenário 5 e 9,9 para o Cenário 10.

O *software* Slide2 permite ainda a plotagem de gráficos de distribuição de frequência e probabilidade das variáveis aleatórias e do FS, tais como apresentados na Figura 5.15 a Figura 5.18, referentes ao Cenário 4 de campo.

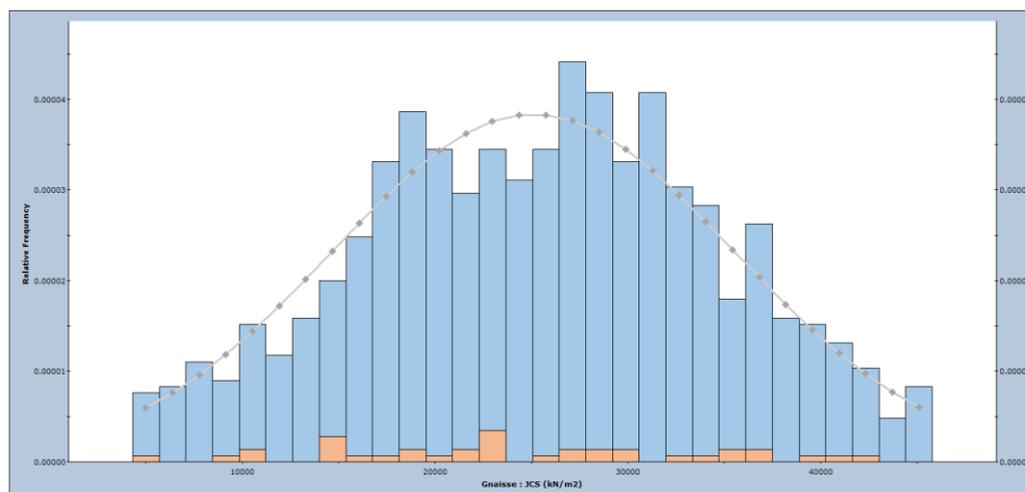


Figura 5.15 – Distribuição de probabilidade de JCS, com destaque para valores que geraram $FS < 1,0$ em rosa – Cenário 4 – Campo.

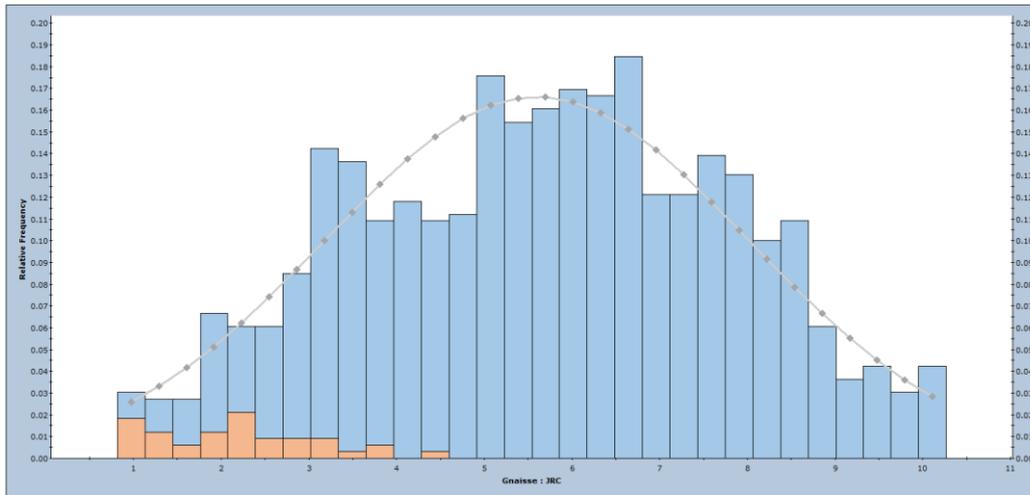


Figura 5.16 – Distribuição de probabilidade de JRC, com destaque para valores que geram $FS < 1,0$ em rosa – Cenário 4 – Campo.

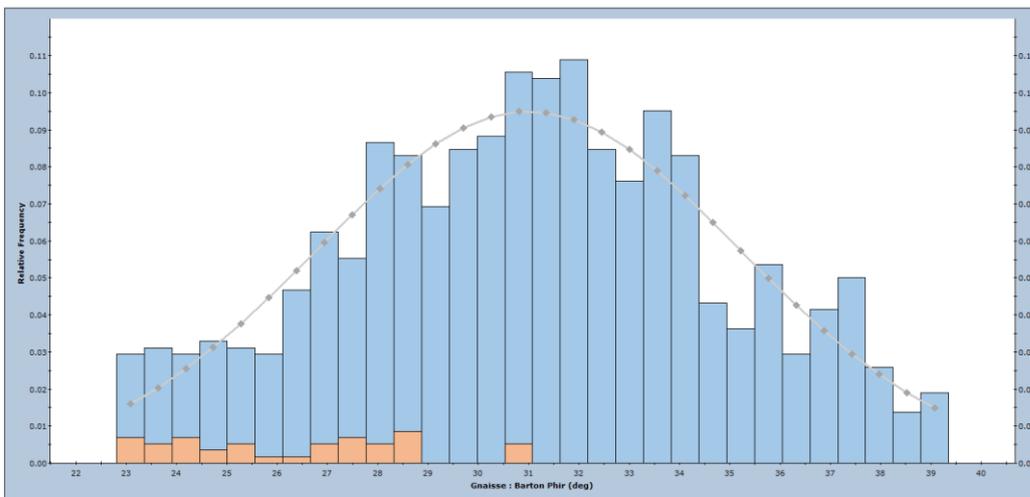


Figura 5.17 – Distribuição de probabilidade do ângulo de atrito, com destaque para valores que geram $FS < 1,0$ em rosa – Cenário 4 – Campo.

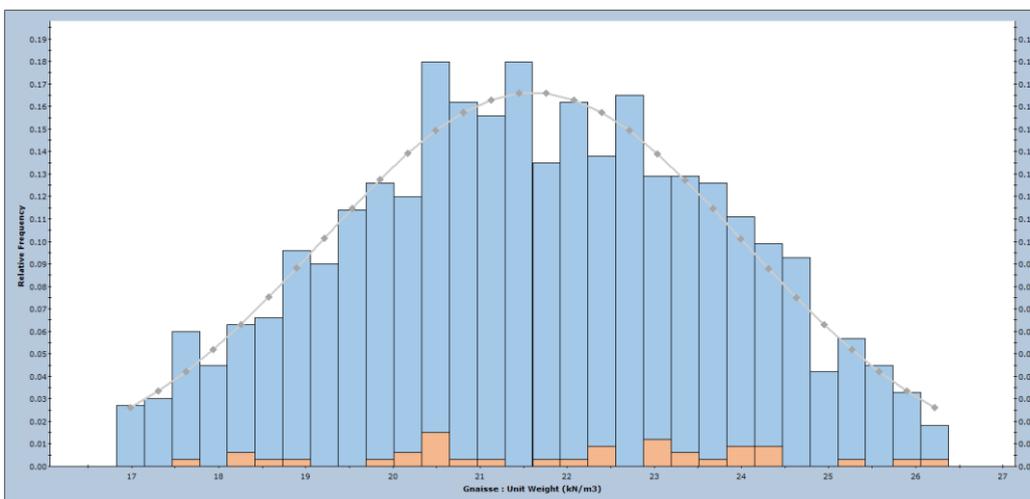


Figura 5.18 – Distribuição de probabilidade da densidade, com destaque para valores que geram $FS < 1,0$ em rosa – Cenário 4 – Campo.

5.4.3 Comparação entre os métodos probabilísticos

A comparação entre os resultados obtidos pelo método de FOSM e Monte Carlo, considerando os Métodos de Spencer e GLE, são apresentadas na Tabela 5.13 e na Tabela 5.14, respectivamente.

Tabela 5.13 – Comparação entre os resultados obtidos por FOSM e MMC – Método de Spencer

Tipo	Cenários	FOSM		Monte Carlo		
		β	Pr (%)	RI normal	RI lognormal	Pr (%)
Laboratório	Cenário 1	-	0,00	20,61	37,51	0,00
	Cenário 2	1,58	5,74	2,70	4,43	0,00
	Cenário 3	1,55	6,09	2,16	3,34	0,00
	Cenário 4	1,52	6,42	1,88	2,73	0,20
	Cenário 5	1,93	2,67	2,23	3,40	0,00
	Cenário 6	30,95	0,00	17,70	31,87	0,00
	Cenário 7	1,70	4,48	2,66	4,32	0,00
	Cenário 8	1,30	9,62	2,08	3,16	0,10
	Cenário 9	1,48	6,88	1,85	2,64	0,20
	Cenário 10	1,93	2,66	2,17	3,26	0,00
Campo	Cenário 1	1,66	4,86	2,39	3,80	0,00
	Cenário 2	1,56	5,97	1,72	2,32	0,30
	Cenário 3	1,42	7,75	1,56	1,98	1,80
	Cenário 4	1,27	10,18	1,40	1,68	3,50
	Cenário 5	1,11	13,27	1,29	1,48	6,90
	Cenário 6	1,61	5,33	2,34	3,70	0,00
	Cenário 7	1,52	6,44	1,68	2,23	0,60
	Cenário 8	1,36	8,76	1,51	1,88	2,40
	Cenário 9	1,21	11,25	1,34	1,56	5,30
	Cenário 10	1,02	15,46	1,22	1,37	9,10

Tabela 5.14 – Comparação entre os resultados obtidos por FOSM e MMC – Método GLE

Tipo	Cenários	FOSM		Monte Carlo		
		β	Pr (%)	RI normal	RI lognormal	Pr (%)
Laboratório	Cenário 1	641,5	0,00	20,05	36,45	0,00
	Cenário 2	1,57	5,80	2,69	4,40	0,00
	Cenário 3	1,53	6,28	2,16	3,32	0,00
	Cenário 4	1,53	6,30	1,88	2,73	0,20
	Cenário 5	1,99	2,33	2,23	3,37	0,00
	Cenário 6	41,38	0,00	18,07	32,52	0,00
	Cenário 7	1,70	4,50	2,65	4,30	0,00
	Cenário 8	1,31	9,53	2,07	3,15	0,10
	Cenário 9	1,51	6,53	1,84	2,63	0,20
	Cenário 10	1,94	2,64	2,17	3,25	0,00
Campo	Cenário 1	1,63	5,12	2,38	3,77	0,00
	Cenário 2	1,57	5,87	1,72	2,31	0,40
	Cenário 3	1,40	8,14	1,56	1,98	1,80
	Cenário 4	1,26	10,45	1,40	1,67	3,60
	Cenário 5	1,12	13,16	1,29	1,47	7,20
	Cenário 6	1,61	5,41	2,34	3,68	0,00
	Cenário 7	1,52	6,45	1,68	2,22	0,60
	Cenário 8	1,34	8,95	1,50	1,88	2,30
	Cenário 9	1,17	12,12	1,33	1,56	5,30
	Cenário 10	1,02	15,28	1,21	1,35	9,90

Os valores obtidos para o índice de confiabilidade e para a probabilidade de ruptura pelos Métodos de Spencer e Morgenstern-Price são convergentes entre si, para os dois métodos de análise probabilística.

O índice de confiabilidade obtido por FOSM apresenta, em geral, valores menores que os obtidos pelo Método de Monte Carlo. Porém, pode-se notar valores de ordem de grandeza condizente com estes últimos, principalmente quando comparados ao RI obtido por distribuição normal.

Com relação à probabilidade de ruptura, o Método de FOSM fornece valores maiores que os obtidos por Monte Carlo, comportamento este já esperado, visto que o último método é mais rigoroso que o primeiro. A maior diferença entre os valores de PR ocorre para os cenários de laboratório, para os quais o MMC obteve valores muito baixos e/ou próximos a zero, enquanto o método de FOSM obteve valores variando entre 0 e 9,53%.

Para os Cenários 1 e 6 de campo, a probabilidade de ruptura calculada por FOSM foi da ordem de 5%, enquanto para o MMC ela foi igual a zero. Para os Cenários 5 e 10 (mais alterados), a diferença entre os percentuais obtidos para a PR foi também da ordem de 5%, com valores variando entre 13% e 15% para FOSM e 7% e 10% para MMC.

Apesar da diferença, o emprego do Método de FOSM para análises probabilísticas pode ser considerado mais interessante que o Método MC, visto que o erro associado a ele não é muito alto e que ele permite ao engenheiro identificar quais variáveis aleatórias têm maior influência no problema estudado, promovendo o melhor direcionamento da solução de engenharia.

5.5 CORRELAÇÃO COM AS CLASSES DE ALTERAÇÃO DA ISRM (1978)

Considerando os níveis de alteração definidos pela ISRM (1978) e apresentados na Tabela 2.9, entende-se que as amostras de gnaisse estudadas neste trabalho possuam características compatíveis com os três primeiros níveis do sistema de classificação, sendo eles, Classe I, Classe II e Classe III. O nível de alteração descrito para as Classes IV e V são níveis para os quais o ensaio de martelo Schmidt e/ou de cisalhamento direto seriam de difícil execução em laboratório, nas condições dos estudos feitos na última década.

Sendo assim, os cinco níveis de alteração deste trabalho foram correlacionados com as três classes da ISRM (1978). Para a Classe I, foi considerado apenas o Nível 1, que corresponde a junta sã. Para a Classe II, utilizou-se como premissa a proximidade entre os parâmetros, resultados e comportamento dos Níveis 2 e 3, ou seja, juntas muito pouco alteradas e pouco alteradas. Já os níveis 4 e 5 (mais alterados), foram correlacionados à Classe III da ISRM (1978), visto que as características e comportamento são mais próximos do material moderadamente alterado. A Tabela 5.15 apresenta um resumo dos níveis e classes correspondentes.

Tabela 5.15 – Correspondência entre os níveis de alteração deste trabalho e as classes definidas pela ISRM (1978).

Classe ISRM	Nível de Alteração	Descrição do nível de alteração
I	Nível 1	Junta não alterada
II	Nível 2	Junta muito pouco alterada
	Nível 3	Junta pouco alterada
III	Nível 4	Junta medianamente alterada
	Nível 5	Junta moderadamente alterada

A partir da correspondência com as classes da ISRM (1978), é possível correlacioná-las com os resultados determinísticos e probabilísticos obtidos neste estudo para cada nível de alteração.

Para isto, adotou-se como premissa o uso dos valores dos Níveis 2 e 3 como limites para a Classe II e dos valores dos Níveis 4 e 5 para a Classe III. A Tabela 5.16 e a Tabela 5.17 apresentam os fatores de segurança determinísticos e a probabilidade de ruptura para cada uma das classes, considerando apenas os valores de campo, com influência do nível d'água, visto que este é o cenário que os canais de Simplício se encontram *in situ*.

Tabela 5.16 – FS determinísticos e probabilísticos para cada Classe de alteração definida pela ISRM (1978) - Spencer.

Classe	FS _{det}	FOSM	MMC	
		PR(%)	FS _{méd}	PR(%)
I	2,76	5,33	2,81	0,0
II	1,69 - 1,89	6,44 - 8,76	1,79 - 2,00	0,6 - 2,4
III	1,41-1,53	11,25 - 15,46	1,47 - 1,59	5,3 - 9,1

Tabela 5.17 – FS determinísticos e probabilísticos para cada Classe de alteração definida pela ISRM (1978) - GLE.

Classe	FS _{det}	FOSM	MMC	
		PR(%)	FS _{méd}	PR(%)
I	2,74	5,41	2,80	0,0
II	1,69 - 1,88	6,45 - 8,95	1,78 – 2,00	0,6 - 2,3
III	1,41 - 1,52	12,12 - 15,28	1,46 – 1,59	5,3 - 9,9

A análise das tabelas permite notar a redução do FS da Classe I para a Classe II, variando entre 31,5% e 38,8% para Método de Spencer e 31,4% e 38,8% para Método GLE, o que representa uma redução média de cerca de 35% do FS da classe são para a classe pouco alterada.

Já a diferença entre a Classe I e a Classe III variou entre 44,6% e 48,9% para Método de Spencer e 44,5 e 48,5% para Método GLE, ou seja, uma redução média de 46,5%. Considerando a diferença entre a Classe II e a Classe III, obtém-se ainda a redução média de 18% do FS.

Tendo isto em consideração, nota-se a maior redução de FS entre a Classe I (juntas são) e a Classe II (juntas levemente alteradas), quando comparada com a redução entre as juntas levemente alteradas (Classe II) para as moderadamente alteradas (Classe III).

Tal constatação pode ser explicada devido a maior influência do coeficiente de rugosidade das juntas, quanto menor é o nível de alteração das juntas.

Sendo assim, a variação de JRC promove a maior influência no comportamento da junta quanto menos alterada ela estiver e, portanto, é esperado que haja uma redução da segurança do talude mais significativa para os primeiros níveis de alteração.

Importante ressaltar também a significativa variação dos fatores de segurança entre as Classes I e III, próxima à 50%. Tal redução da segurança dos taludes de gnaiss pode representar fatores de segurança não toleráveis pelas normativas brasileiras e internacionais, podendo representar um risco elevado de ruptura para alguns tipos de obras.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

A avaliação da alteração dos materiais rochosos no estudo do comportamento geomecânico dos maciços é de extrema importância e se faz necessária. Este trabalho buscou avaliar a influência da alteração de juntas de gnaiss na estabilidade e segurança dos taludes rochosos do AHE Simplício.

Em relação aos resultados obtidos na parametrização das juntas de gnaiss em diferentes níveis de alteração, as principais conclusões são:

- i. Tendência de redução do ângulo de atrito com o aumento do nível de alteração das juntas e o aumento da dispersão dos resultados para níveis de alteração mais significativos;
- ii. O ângulo de atrito de pico apresenta tendência de redução menos significativa, porém o aumento da dispersão dos resultados para amostras mais alteradas gerou aumento do ângulo de atrito de pico médio para as amostras com maior nível de alteração;
- iii. O valor de JRC para cada nível de alteração sofre pequena redução inicial com o aumento significativo para as juntas moderadamente alteradas, além do aumento da dispersão;
- iv. A dispersão dos resultados é associada ao número reduzido de amostras ensaiadas por cisalhamento direto;
- v. Os valores da tensão cisalhante de pico são mais altos que os valores da tensão cisalhante última, em decorrência da influência da rugosidade na resistência das juntas no início do cisalhamento. A partir do pico de resistência, a influência da rugosidade é menor, visto a ruptura das irregularidades, reduzindo a resistência ao cisalhamento das amostras;
- vi. Para os parâmetros de campo obtidos pelo Método de Barton & Choubey (1977), as trajetórias apresentam menor inclinação quando comparadas às curvas de laboratório. Isto resulta do tamanho da amostra, pois quanto maior a amostra, menor será a influência da rugosidade da junta na resistência ao cisalhamento;

vii. As trajetórias de tensões referentes à rocha são e alteradas corroboram a influência expressiva dos valores de JRC.

Quanto aos resultados das análises determinísticas, é possível concluir que:

i. O FS sofre redução considerável com o aumento do nível da alteração, tanto para parâmetros de laboratório quanto para parâmetros de campo;

ii. Para os cenários de laboratório houve redução de 35% do FS entre o cenário com parâmetros da junta são e o cenário da junta mais alterada (moderadamente alterada). A redução do FS aumenta para 41% se considerados os cenários da junta são e o cenário com menor FS;

iii. Para os cenários de campo, a redução percentual do FS é ainda maior e igual a 50% quando comparados os cenários de junta são e de junta mais alterada;

iv. A consideração do nível d'água nas seções gerou uma redução do FS variando entre 2% e 4% para todos os cenários estudados;

v. Para os cenários de campo, a alteração das juntas reduziu os fatores de segurança para valores inferiores a 1,5;

vi. Os resultados apontam para redução de aproximadamente 50% do FS em amostras alteradas naturalmente ao longo de uma década, o que representa uma diminuição de resistência muito significativa, podendo levar à ruptura dos taludes alterados.

Os resultados obtidos nas análises probabilísticas permitem concluir que:

i. Para os cenários com parâmetros da junta são, o Método de FOSM forneceu probabilidade de ruptura igual a 0% para os cenários de laboratório e próxima a 5% para os cenários de campo;

ii. No Método de FOSM, a probabilidade de ruptura aumenta com o aumento do nível de alteração das amostras, tanto para laboratório quanto para campo, com exceção dos Cenários 5, 9 e 10 de laboratório;

iii. No Método de FOSM, o JRC é o parâmetro que possui maior influência no FS, seguido pelo ângulo de atrito e pelo JCS. O peso

específico e o nível d'água não apresentam influência significativa na variância do FS;

iv. No Método de FOSM, a influência de JRC diminui com o aumento do nível de alteração, enquanto a do ângulo de atrito e do JCS aumentam;

v. O Método de Monte Carlo forneceu probabilidade de ruptura igual ou próxima a zero para os cenários de laboratório;

vi. Os Métodos de FOSM e MC indicam o aumento expressivo da probabilidade de ruptura entre os cenários de campo de junta sã e junta moderadamente alterada;

vii. O índice de confiabilidade e a probabilidade de ruptura obtidos com os Métodos de Spencer e Morgenstern-Price são convergentes entre si;

viii. O índice de confiabilidade obtido por FOSM apresenta valores inferiores aos obtidos pelo Método de Monte Carlo, porém, os valores possuem ordem de grandeza condizente com o MMC, principalmente quando comparados ao RI obtido por distribuição normal;

ix. Com relação à probabilidade de ruptura, o método de FOSM fornece valores maiores que os de Monte Carlo. A maior diferença entre os valores de PR foi para os cenários de laboratório, para os quais o MMC determina valores muito baixos e/ou próximos a zero, enquanto FOSM fornece valores variando entre 0 e 9,5%;

x. Para os cenários de junta sã, a probabilidade de ruptura calculada por FOSM é de 5%, enquanto para o MMC ela é igual a zero. Para os mais alterados (moderadamente alterados), a diferença entre os percentuais obtidos para a PR é também de 5%, com valores variando entre 13% e 15% para FOSM e 7% e 10% para o MMC;

xi. O uso do método de FOSM para análise probabilística pode ser considerado mais interessante que o MMC, visto que o erro associado a ele não é elevado e permite identificar as variáveis aleatórias de maior influência, promovendo melhor direcionamento da solução de engenharia.

Em relação à correlação dos resultados com as Classes de alteração definidas pela ISRM (1978), conclui-se que:

i. Há redução média do FS de 35% da Classe I (sã) para a Classe II (levemente alterada) e de 46,5% da Classe I para a Classe III (moderadamente alterada);

ii. A redução média do FS entre as Classes II e III é igual a 18% e, portanto, a maior redução de FS ocorre entre as Classes I e II quando comparada com a redução entre as Classes II e III. Esta diferença pode ser justificada pela maior influência do coeficiente de rugosidade das juntas, quanto menor for o nível de alteração;

iii. A variação de JRC exerce maior influência no comportamento das juntas quanto menor é o nível de alteração e, portanto, é esperado que haja uma redução do FS do talude mais significativa para os primeiros níveis de alteração;

iv. A variação dos fatores de segurança entre as Classes I e III é igual a 50%, ou seja, a alteração das juntas pode causar uma redução significativa da segurança dos taludes de gnaiss, assumindo valores que podem representar níveis não toleráveis de risco de ruptura.

Esta pesquisa buscou estabelecer a influência da alteração das juntas nos parâmetros de resistência do gnaiss de Simplício e no fator de segurança de taludes rochosos. A partir dos resultados e análises, são apresentadas as seguintes sugestões para pesquisas futuras:

i. Realizar nova campanha de ensaios de cisalhamento direto, a fim de reduzir as incertezas e a dispersão dos resultados;

ii. Realizar campanha de ensaios *tilt test*, para comparação e correlação com os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto;

iii. Desenvolver metodologia para classificação preliminar de ruptura de taludes alterados, propondo limites de utilização para cada Classe de alteração da ISRM (1978);

iv. Realização de mapeamento geológico-geotécnico para caracterização das discontinuidades e refinamento da seção considerando um modelo descontínuo;

v. Verificar o impacto do uso do modelo descontínuo no FS e na probabilidade de ruptura, comparando com o modelo contínuo;

vi. Realizar análises de ruptura planar para verificação do comportamento da descontinuidade em relação à redução de parâmetros causada pelo aumento do nível de alteração.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS – ASTM, 2018, C 88-18: **Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulphate or Magnesium Sulphate**. Conshohocken, PA, Estados Unidos.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS – ASTM, 2016, D4644-16: **Slake Durability of Shales and Similar Weak Rocks**. West Conshohocken, PA, Estados Unidos.

AREL, E.; TUGRUL, A. Weathering and its relation to geomechanical properties of Cavusbasi granitic rocks in northwestern Turkey. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 60, p. 123–133, 2001.

ARIKAN, F.; AYDIN, N. Influence of Weathering on the Engineering Properties of Dacites in Northeastern Turkey. **ISRN Soil Science**, p. 1–15, 2012.

ASSIS, A. P.; BARBOSA, T. J. E.; ALMEIDA, M. G. G.; MAIA, J. A. C. **Apostila: Métodos Estatísticos e Probabilísticos Aplicados a Geotecnia**. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília - UNB, Distrito Federal, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, 1979, MB 964: **Determinação da Resistência ao Choque**. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, 2012, NBR 12042: **Materiais Inorgânicos – Determinação do Desgaste por Abrasão**. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, 2015a, NBR 15845-8: **Rochas para revestimento - Parte 8: Determinação da resistência ao impacto de corpo duro**. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, 2015b, NBR 15845-1: **Rochas para revestimento. Parte 1: Análise**

petrográficas de ensaio. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, 2015c, NBR 15845-2: **Rochas para revestimento - Parte 2: Determinação da densidade aparente, da porosidade aparente e da absorção de água.** Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, 2017, NBR 16596: **Rochas para revestimento - Resistência ao ataque químico - Método de ensaio.** Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, 2022a, NBR 6502: **Solos e rochas - terminologia.** Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, 2022b, NBR 16974: **Agregados - Ensaio de resistência ao impacto e à abrasão Los Angeles.** Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

AYDAN, Ö.; ULUSAY, R.; TOKASHIKI, N. A new Rock mass quality rating system: Rock Mass Quality Rating (RMQR) and its application to the estimation of geomechanical characteristics of rock masses. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, v. 47, p. 1255–1276, 2014.

AYDAY, C.; GOKTAN, R. M. Correlations between L and N-type Schmidt hammer rebound values obtained during field testing. Rock Characterization: ISRM Symposium, **Eurock '92**, Chester, UK, p. 14–17, 1992.

AYDIN, A. ISRM Suggested Method for Determination of the Schmidt Hammer Rebound Hardness: Revised Version. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 46, p. 627–634, 2009.

AYDIN, A.; BASU, A. The schmidt hammer in rock material characterization. **Engineering Geology**, v. 81, p. 1–14, 2005.

BANDIS, S. **Experimental studies of scale effects on shear strength, and deformation of rock joints.** 1980. 540 p. Thesis (Doctor of

Philosophy) - Department of Earth Sciences, The University of Leeds, Leeds, 1980.

BANDIS, S.; LUMSDEN, A. C.; BARTON, N. R. Experimental Studies of Scale Effects on the Shear Behaviour of Rock Joints. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**, vol. 18, p. 1-21, 1981.

BARTON, N. Review of a new shear-strength criterion for rock joints. **Engineering Geology**, v. 7 (4), p. 287–332, 1973.

BARTON, N. R. Rock Mechanics Review: The Shear Strength of Rock and Rock Joints. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**, vol. 13, p. 255-279, 1978.

BARTON, N. R. **Modelling Rock Joint Behavior from In Situ Block Tests: Implications for Nuclear Waste Repository Design**. ONWI - 308, prepared by Terra Tek, Inc. for Office of Nuclear Waste Isolation, Battelle Memorial Institute, Columbus, OH. 1982.

BARTON, N. R. Shear strength criteria for rock, rock joints, rock fill and rock masses: Problems and some solutions. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, vol. 5, p. 249–261, 2013.

BARTON, N. R.; BANDIS, S. Effect of block size on the shear behavior of jointed rocks. **Proceedings - Symposium on Rock Mechanics**, p. 739-760, 1982.

BARTON, N. R.; BANDIS, S. Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. **Proceedings of the International Symposium on Rock Joints**, Balkema, Rotterdam, p. 603-610, 1990.

BARTON, N.; CHOUBEY, V. The shear strength of rock joints in theory and practice. **Rock Mechanics**, v. 10 (1), n. 1–2, p. 1–54, 1977.

BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. **Rock Mechanics**, v. 6, p. 189–

236, 1974.

BARTON, N. R.; WANG, C.; YONG, R. Advances in joint roughness coefficient (JRC) and its engineering applications. In: *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2023, ISSN 1674-7755.

BEGONHA, A. J. S. **Alteração das Rochas Graníticas do Norte e Centro de Portugal**. Dissertação (mestrado), Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Porto, 1989.

BISHOP, A. W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. **Geotechnique**, vol. 5 (1), p. 7-17, 1955.

BRADY, B. H. G. .; BROWN, E. T. **Rock mechanics for underground mining**. 3. ed. New York, Boston, Dordrecht, London, Moscow: Springer Science + Business Media, Inc., v. 279, 2005.

BRANDI, I.; BARBOSA, M.; GUIMARÃES, R. **Resistência geomecânica de cavidades naturais subterrâneas em terrenos ferríferos , Carajás-Pa**. V. 2113, p. 627–634, 2015.

BUYUKSAGIS, I. S.; GOKTAN, R. M. The effect of Schmidt hammer type on uniaxial compressive strength prediction of rock. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.**, v. 44, p. 299–307, 2007.

CHRISTIAN, J. T.; LADD, C. C.; BAECHER, G. B. Reliability Applied to Slope Stability Analysis. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, vol. 120 (12), pp. 2180-2207, 1992.

COSTA NUNES, A. J. **Estabilidade de Taludes – Rochas e Solos**. COBRAMSEG, 5, Anais, v.3, p. 97-119, São Paulo, 1982.

COSTA NUNES, A. J. **Engenharia Geotécnica, o Legado de A. J. da Costa Nunes**. Tecnosolo. p. 253-252, Rio de Janeiro, 1992.

CRUZ, P. T. DA. **100 Barragens Brasileiras: Casos históricos, Materiais de Construção, Projeto**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

DAMASCENO, C. S. R. Modelagem geológica e geomecânica 3D e análises de estabilidade 2D da cava da mina de Morro da Mina, Conselheiro Lafaiete, MG, Brasil. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 165p, 2008.

DEERE, D. U.; MILLER, R. P. **Engineering classification and index properties for intact rock**. Technical report No. AFWL-TR-65-116, New Mexico, p. 300, 1966.

DEHLER, N. M.; MACHADO, R. Geometria e cinemática da aba sul da estrutura divergente do Rio Paraíba do Sul ao longo da seção Areal-Três Rios, Rio de Janeiro. **Revista Brasileira de Geociências**, v. 32, n. 4, p. 481–490, 2002.

DELL'AVANZI, E. **Confiabilidade e probabilidade em análises de estabilidade de taludes**. 1995. 130 p. Dissertação de mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

DONHA FILHO, F. C. **AHE Simplício Queda Única**. 53º Congresso Brasileiro do Concreto. IBRACON. Florianópolis, 2011.

EUROPÄISCHE NORM – EN, 2011, Test Designation: EN 1097-1. **Tests for Mechanical and Physical Properties of Aggregates**. Part 1: Determination of the Resistance to Wear (Micro-Deval). Bruxelles.

FABRÍCIO, J. V. F. **Análises probabilísticas da estabilidade de taludes e contenções**. 2006. 170 p. Dissertação de mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

FARJALLAT, J. E. S. **Estudos experimentais sobre a degradação de rochas basálticas**: Basaltos da Barragem de Capivara, Rio Paranapanema. 128 p. Tese de doutoramento – Instituto de Geociências e Astronomia, Universidade de São Paulo – USP, São Paulo, 1971.

FARJALLAT, J. E. S.; DE BARROS, F. P. .; YOSHIDA, R. .; DE OLIVEIRA, J. A. N. Alguns problemas de desagregação dos basaltos da Barragem de Capivara, Rio Paranapanema. *In: 4ª Semana Paulista de Geologia Aplicada*, v. II A, p. 73–102, 1972.

FARRAN, J.; THÉNOZ, B. L'alterabilité des roches, ses facteurs as prévision. *Annales de L'Inst. Tech. Du Batim. et des Trav. Publ.*, Paris, no 215, p.1534-1548, 1965.

FELLENIIUS, W. Calculation of the stability of earth dams. *In : Transactions 2nd Congress on Large Dams*, Washington, D. C., USA, vol. 4, p. 445-459, 1936.

FRAZÃO, E. B.; CARUSO, L. G. Síntese do conhecimento sobre alterabilidade de rochas basálticas como material de construção em algumas barragens da Bacia do Alto Paraná. *In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná*, São Paulo, v. 2A, p. 21-33, 1983.

GOMES DA SILVA, A. M. B. Condicionantes Geológico-Geotécnicos de Escavação Grampeada em Solo Residual de Gnaisse. 2006. 126 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2006.

GOODMAN, R. E. The deformability of joints. *Proceedings of Determination of the in Situ Modulus of Deformation of Rock*, p. 174-196, 1970.

GRIFFITHS, D. V. & FENTON, G. A. Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering. *International Centre For Mechanical Sciences*, New York, p. 71-112, 2007.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidades de taludes naturais e de escavação**. 2. ed. São Paulo: Editora Blucher, 1983.

GUERREIRO, H. J. P. **Exploração subterrânea de mármore – Aspectos geotécnicos**. Dissertação de M.Sc., Georrecursos – Área de Geotecnia, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal, 2000.

GUPTA, A. S. .; SESHAGIRI RAO, K. Index properties of weathered rocks: inter-relationships and applicability. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 57, p. 161–172, 1998.

HACK, R.; PRICE, D.; RENGERS, N. A new approach to rock slope stability - a probability classification (SSPC). **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 62, n. 2, p. pp 167-184., 2002.

HARR, M. E. (1987). Reliability-Based Design in Civil Engineering. McGrawHill, Inc., U.S.A.

HEIDARI, M.; MOMENI, A. A.; NASERI, F. New weathering classifications for granitic rocks based on geomechanical parameters New weathering classi fi cations for granitic rocks based on geomechanical parameters. **Engineering Geology**, v. 166, n. November, p. 65–73, 2013.

HOEK, E. & BRAY, J. W. **Rock slope engineering**. Institution of Mining and Metallurgy, London, p. 358, 1981.

HOEK, E. **Practical rock engineering**, p. 237, 2000.

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas. **Estudos geológico-geotécnicos para caracterização e classificação de maciços rochosos para projetos de engenharia (túneis, lavra a céu aberto e barragens)**. São Paulo (IPT – Relatório, 19569), 1984.

ISRM – International Society for Rock Mechanics. **Suggested methods for determining hardness and abrasiveness of rocks**. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Geomech. Abstr., p. 89-97, 1978.

ISRM – International Society for Rock Mechanics. **Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses**. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Geomech. Abstr., vol. 15, p. 319-368, 1978.

ISRM – International Society for Rock Mechanics. **Suggested Methods for Determining Sound Velocity**. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Geomech. Abstr., v. 15, pp. 53-58, 1978.

ISRM – International Society for Rock Mechanic. **Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials**. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Geomech. Abstr., v. 16, n.2, pp.138-140, 1979.

KATZ, O. .; RECHES, Z. .; ROEGIERS, J.-C. Evaluation of mechanical rock properties using a Schmidt Hammer. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science**, v. 37, p. 723–728, 2000.

LOPES, M. C. **Comportamento geotécnico e mecanismos mina Córrego do Sítio**. 2006. 94 p. Dissertação (mestrado em engenharia mineral) – Departamento de Engenharia de Minas, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, 2006.

LOPES, P. M. **Alterabilidade e comportamento mecânico de rochas no AHE Simplício**. 2019. 181 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2019.

MACHADO, D. L. **Comportamento Geomecânico de Estruturas Reliquiarias de um Solo Residual de Gnaiss da AHE Simplício**. 2012. 143 p. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2012.

MACIEL FILHO, C. L. **Introdução à geologia de engenharia**. 2. ed. Santa Maria: Editora da Universidade Federal de Santa Maria, 1997.

MAIA, P. C. A. **Avaliação do Comportamento Geomecânico e de Alterabilidade de Enrocamentos**. 2001. 289 p. Tese (Doutorado em ciências em engenharia civil: geotecnia) - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC, Rio de Janeiro, 2001.

MAIA, P. C. de A.; SAYÃO, A. S. F. J.; NUNES, A. L. L. S.; CAPRONI JR., N. Compressibilidade de enrocamentos basálticos. In: **XXIV Seminário Nacional de Grandes Barragens**, pp. 81–92, 2002.

MAIA, P. C. de A.; SAYÃO, A. S. F. J.; NUNES, A. L. L. S. Considerações sobre a alteração de enrocamentos. In: **XXV Seminário Nacional de Grandes Barragens**, pp. 1–15, 2003.

MARCHESI, V. R. **Modelagem geomecânica tridimensional de maciços rochosos para análise bidimensional da estabilidade dos taludes de escavação da casa de força do AHE-Simplício**. 2008. 129 p. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) - Programa de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC, Rio de Janeiro, 2008.

MARINHO, C. A. S. **Estudos geológicos-geotécnicos do AHE Simplício**. 2007. 98 p. Monografia (Graduação em geologia) - Departamento de Geociências, Instituto de Agronomia, UFRRJ, Seropédica, Rio de Janeiro, 2007.

MIŠČEVIĆ, P.; VLASTELICA, G. Shear strength of weathered soft rock – proposal of test method additions. **Regional Symposium of the International Society for Rock Mechanics - Eurock 2009**, p. 303–308, 2009.

MORGENSTERN, N; R.; PRICE, V. E. The analysis of the stability of general slip surfaces. **Geotechnique**, vol. 15 (1), p. 79-93, 1965.

MOTTA, C.; CAPELLÃO, S. L. F.; BORGES, J. B.; ORTEGA, M. C.; MORAES, R. B. Simplício Hydroelectric Project on the Paraíba do Sul River. In: **Main Brazilian Dams III: Design, Construction and performance**. Brazilian Committee on Dams. p. 411-436, 2009.

NUNES, A. L. L. S. **Apostila: Princípios Básicos de Mecânica das Rochas**. Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2009.

NUNES, A. L. L. S. **Apostila: Mecânica das Rochas Aplicada**. Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2011.

OLIVEIRA, J. R. **Classificação e resistência de juntas rochosas são e alteradas**. 2017. 167 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2017.

OLIVEIRA, J. R.; STEFFENS, A. H. D.; NUNES, A. L. L. S. Resistência de juntas rochosas alteradas com Martelo Schmidt. Em F. Sousa (Presidência), **16º Congresso Nacional de Geotecnia**, Laboratório Regional de Engenharia Civil (LREC) dos Açores & Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), Ponta Delgada, Açores, Portugal, p. 12, 2018.

ÖZVAN, A.; DINÇER, I.; ACAR, A.; ÖZVAN, B. The effects of discontinuity surface roughness on the shear strength of weathered granite joints. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 73, n. 3, p. 801–813, 2014.

PACHECO, M. Notas de aula: Métodos probabilísticos em geotecnia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ, Rio de Janeiro, 2020.

PRATT, H.; BLACK, A.; BRACE, W. Friction and deformation of jointed quartz diorite. In: Proceedings of the 3rd Congress of ISRM, p. 306-310, Denver - CO. 1974.

PRESS, F.; SIEVER, R.; GROTZINGER, J.; JORDAN, T. H. **Para entender a terra**. 4. ed. Porto Alegre: Bookman, 2006.

QUEIROZ, R. C. **Geologia e Geotecnia Básica para Engenharia Civil**. 1 ed. São Carlos: editora RiMa, 2009.

SALLES, R. O. **Comportamento geomecânico e de alterabilidade da rocha gnáissica da obra do AHE Simplício**. 2013. 206 p. Tese (Doutorado em engenharia civil) - Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2013.

SANDRONI, S. S.; SAYÃO, A. S. F. J. Avaliação estatística do coeficiente de segurança de taludes. In: **1º COBRAE - Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Taludes**, Rio de Janeiro, ABMS, vol. 2, p. 523-535, 1992.

SIGNER, S. **Estudo Experimental da Resistência ao Cisalhamento dos Basaltos Desagregados e Desagregáveis de Capivara**. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – USP, 1973.

SILVA, C. C. da. **Análise de estabilidade de um talude da cava de Alegria utilizando abordagem probabilística**. 2015. 134 p. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-graduação em geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP, Ouro Preto, 2015.

SPENCER, E. A method of Analysis of the stability of embankment assuming inter-slice forces. **Geotechnique**, vol. 17, p. 11-26, 1967.

STEFFENS, A. H. D. **Resistência de juntas de rocha naturais e alteradas artificialmente**. 2018. 222 p. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2018.

TEIXEIRA, W.; TOLEDO, C.; FAIRCHILD, T.; TAIOLI, F. **Decifrando a Terra**. Reimpressão. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

VALERIANO, C. M. **Reconhecimento Geológico-Estrutural da Área do AHE Simplício (RJ)**. Relatório técnico. 2006.

VALLEJO, L. I. G. D.; FERRER, M.; ORTUÑO, L.; OTEO, C. **Ingeniería Geológica**. Madrid: PEARSON EDUCACIÓN, 2002.

VECCI, A. N. **Análise Probabilística da estabilidade de um Talude de Mineração**. 2018. 82 p. Rio de Janeiro: Dissertação de mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

VIANA, L. L. **Individualização de orto e paragnaises que ocorrem no sítio de obras do AHE Simplício Queda – Única, Rio de Janeiro, RJ**.

2010. 41 p. Monografia (Graduação em geologia) - Departamento de Geociências, Instituto de Agronomia, UFRRJ, Seropédica, Rio de Janeiro, 2010.

YILMAZ, I.; SENDIR, H. Correlation of Schmidt hardness with unconfined compressive strength and Young's modulus in gypsum from Sivas (Turkey). In: **Engineering Geology**, v. 66, p. 211– 219, 2002.

WEST, G. **The field description of engineering soils and rocks.** Geological Society of London Professional Handbook, Open University Press. Milton Keynes, Philadelphia, 1991.

WILLIAMS, R. B. G.; ROBINSON, D. A. The effect of surface texture on the determination of the surface hardness of rock using the schmidt hammer. **Earth Surface Processes and Landforms**, v. 8, n. 3, p. 289–292, 1983.

WOLLE, C. **Considerações de Caráter Metodológico sobre Estabilização de Taludes.** Encontro Técnico – Estabilização de taludes. ABMS, p.18-34, São Paulo, 1981.

WOO, I., FLEURISSON, J. A., PARK, H. J. Influence of weathering on shear strength of joints in a porphyritic granite rock mass in Jechon area, South Korea. **Geosciences Journal**, vol. 14, n. 3, p. 289-299, 2010.

WYLLIE, D. C., MAH, C. W. **Rock slope engineering:** civil and mining, 4 ed. “Based on Rock slope engineering (third edition, 1981) by Dr. Evert Hoek and Dr. John Bray”.

APÊNDICE I

ANÁLISES PROBABILÍSTICAS - FOSM

Quadro AI.1 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 1 – Laboratório – Spencer

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	F_{si}	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	$V [FS]$	$V[Fs]$ relativo (%)
JCS (MPa)	139,3	-13,93	161,29	12,7	3,870	0	0,0000	0,000000	-
JRC	13,3	-1,33	7,84	2,8	3,870	0	0,0000	0,000000	-
γ (kN/m ³)	27,0	-2,7	2,25	1,5	3,870	0	0,0000	0,000000	-
Φ' (°)	37,0	-3,7	17,64	4,2	3,870	0	0,0000	0,000000	-
FS det					3,870			$V[Fs]$	0,000000
								$\sigma [FS]$	0,000000
								β	-
								Pr	0,00%

Quadro AI.2 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 1 – Laboratório – GLE

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	F_{si}	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	$V [FS]$	$V[Fs]$ relativo (%)
JCS (MPa)	139,3	-13,93	161,29	12,7	3,851	0	0,0000	0,000000	0,00
JRC	13,3	-1,33	7,84	2,8	3,851	0	0,0000	0,000000	0,00
γ (kN/m ³)	27,0	-2,7	2,25	1,5	3,859	0,008	-0,0030	0,000020	100,00
Φ' (°)	37,0	-3,7	17,64	4,2	3,851	0	0,0000	0,000000	0,00
FS det					3,851			$V[Fs]$	0,000020
								$\sigma [FS]$	0,004444
								β	641,47
								Pr	0,00%

Quadro AI.3 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 2 – Laboratório – Spencer

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	F_{si}	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	$V [FS]$	$V[Fs]$ relativo (%)
JCS (MPa)	87,9	-8,79	161,29	12,7	3,135	-0,059	0,0067	0,007267	0,38
JRC	8,9	-0,89	7,84	2,8	2,788	-0,406	0,4562	1,631504	84,24
γ (kN/m ³)	27,0	-2,7	2,25	1,5	3,254	0,06	-0,0222	0,001111	0,06
Φ' (°)	35,0	-3,5	17,64	4,2	2,740	-0,454	0,1297	0,296807	15,33
FS det					3,194			$V[Fs]$	1,936689
								$\sigma [FS]$	1,391650
								β	1,58
								Pr	5,74%

Quadro AI.4 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 2 – Laboratório – GLE

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	F_{si}	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	$V [FS]$	$V[Fs]$ relativo (%)	
JCS (MPA)	87,9	-8,79	161,29	12,7	3,113	-0,064	0,0073	0,008550	0,45	
JRC	8,9	-0,89	7,84	2,8	2,773	-0,404	0,4539	1,615470	84,18	
γ (kN/m ³)	27,0	-2,7	2,25	1,5	3,232	0,055	-0,0204	0,000934	0,05	
Φ' (°)	35,0	-3,5	17,64	4,2	2,725	-0,452	0,1291	0,294198	15,33	
FS det					3,177			V[Fs]	1,919151	100,00
								$\sigma [FS]$	1,385334	
								β	1,57	
								Pr	5,80%	

Quadro AI.5 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 3 – Laboratório – Spencer

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	F_{si}	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	$V [FS]$	$V[Fs]$ relativo (%)	
JCS (MPA)	72,5	-7,25	161,29	12,7	2,558	-0,041	0,0057	0,005158	0,48	
JRC	8,3	-0,83	7,84	2,8	2,319	-0,28	0,3373	0,892228	83,55	
γ (kN/m ³)	27,0	-2,7	2,25	1,5	2,639	0,04	-0,0148	0,000494	0,05	
Φ' (°)	33,0	-3,3	17,64	4,2	2,275	-0,324	0,0982	0,170044	15,92	
FS det					2,599			V[Fs]	1,067924	100,00
								$\sigma [FS]$	1,033404	
								β	1,55	
								Pr	6,09%	

Quadro AI.6 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 3 – Laboratório – GLE

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	F_{si}	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	$V [FS]$	$V[Fs]$ relativo (%)	
JCS (MPA)	72,5	-7,25	161,29	12,7	2,544	-0,039	0,0054	0,004667	0,44	
JRC	8,3	-0,83	7,84	2,8	2,302	-0,281	0,3386	0,898613	84,17	
γ (kN/m ³)	27,0	-2,7	2,25	1,5	2,624	0,041	-0,0152	0,000519	0,05	
Φ' (°)	33,0	-3,3	17,64	4,2	2,265	-0,318	0,0964	0,163804	15,34	
FS det					2,583			V[Fs]	1,067603	100,00
								$\sigma [FS]$	1,033249	
								β	1,53	
								Pr	6,28%	

Quadro AI.7 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 4 – Laboratório – Spencer

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	Fsi	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	V [FS]	V[Fs] relativo (%)	
JCS (MPa)	45,2	-4,52	161,29	12,7	2,241	-0,034	0,0075	0,009126	1,30	
JRC	8,3	-0,83	7,84	2,8	2,050	-0,225	0,2711	0,576136	81,93	
γ (kN/m ³)	24,3	-2,43	2,25	1,5	2,308	0,033	-0,0136	0,000415	0,06	
Φ' (°)	31,0	-3,1	17,64	4,2	2,022	-0,253	0,0816	0,117494	16,71	
FS det					2,275			V[Fs]	0,703171	100,00
								σ [FS]	0,838553	
								β	1,52	
								Pr	6,42%	

Quadro AI.8 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 4 – Laboratório – GLE

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	Fsi	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	V [FS]	V[Fs] relativo (%)	
JCS (MPa)	45,2	-4,52	161,29	12,7	2,229	-0,032	0,0071	0,008084	1,19	
JRC	8,3	-0,83	7,84	2,8	2,04	-0,221	0,2663	0,555833	81,86	
γ (kN/m ³)	24,3	-2,43	2,25	1,5	2,292	0,031	-0,0128	0,000366	0,05	
Φ' (°)	31,0	-3,1	17,64	4,2	2,011	-0,25	0,0806	0,114724	16,90	
FS det					2,261			V[Fs]	0,679008	100,00
								σ [FS]	0,824019	
								β	1,53	
								Pr	6,30%	

Quadro AI.9 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 5 – Laboratório – Spencer

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	Fsi	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	V [FS]	V[Fs] relativo (%)	
JCS (MPa)	42,1	-4,21	161,29	12,7	2,507	-0,043	0,0102	0,016826	2,61	
JRC	10,7	-1,07	7,84	2,8	2,275	-0,275	0,2570	0,517862	80,38	
γ (kN/m ³)	24,3	-2,43	2,25	1,5	2,597	0,047	-0,0193	0,000842	0,13	
Φ' (°)	27,0	-2,7	17,64	4,2	2,338	-0,212	0,0785	0,108753	16,88	
FS det					2,550			V[Fs]	0,644283	100,00
								σ [FS]	0,802672	
								β	1,93	
								Pr	2,67%	

Quadro AI.10 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 5 – Laboratório – GLE

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	Fsi	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	V [FS]	V[Fs] relativo (%)	
JCS (MPa)	42,1	-4,21	161,29	12,7	2,475	-0,046	0,0109	0,019256	3,30	
JRC	10,7	-1,07	7,84	2,8	2,259	-0,262	0,2449	0,470058	80,49	
γ (kN/m ³)	24,3	-2,43	2,25	1,5	2,566	0,045	-0,0185	0,000772	0,13	
Φ' (°)	27,0	-2,7	17,64	4,2	2,324	-0,197	0,0730	0,093908	16,08	
FS det					2,521			V[Fs]	0,583993	100,00
								σ [FS]	0,764194	
								β	1,99	
								Pr	2,33%	

Quadro AI.11 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 6 – Laboratório – Spencer

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	Fsi	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	V [FS]	V[Fs] relativo (%)	
JCS (MPa)	139,3	-13,93	161,29	12,7	3,758	0,000	0,0000	0,000000	0,00	
JRC	13,3	-1,33	7,84	2,8	3,766	0,008	-0,0060	0,000284	3,57	
γ (kN/m ³)	27,0	-2,7	2,25	1,5	3,741	-0,017	0,0063	0,000089	1,12	
Φ' (°)	37,0	-3,7	17,64	4,2	3,758	0,000	0,0000	0,000000	0,00	
N.A.	12,0	1,2	1,44	1,2	3,671	-0,087	-0,0725	0,007569	95,31	
FS det					3,758			V[Fs]	0,007942	100,00
								σ [FS]	0,089117	
								β	30,95	
								Pr	0,00%	

Quadro AI.12 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 6 – Laboratório – GLE

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	Fsi	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	V [FS]	V[Fs] relativo (%)	
JCS (MPa)	139,3	-13,93	161,29	12,7	3,753	0,000	0,0000	0,000000	0,00	
JRC	13,3	-1,33	7,84	2,8	3,753	0,000	0,0000	0,000000	0,00	
γ (kN/m ³)	27,0	-2,7	2,25	1,5	3,738	-0,015	0,0056	0,000069	1,57	
Φ' (°)	37,0	-3,7	17,64	4,2	3,753	0,000	0,0000	0,000000	0,00	
N.A.	12,0	1,2	1,44	1,2	3,687	-0,066	-0,0550	0,004356	98,43	
FS det					3,753			V[Fs]	0,004425	100,00
								σ [FS]	0,066524	
								β	41,38	
								Pr	0,00%	

Quadro AI.13 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 7 – Laboratório – Spencer

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	F_{si}	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	$V [FS]$	$V[Fs]$ relativo (%)	
JCS (MPa)	87,9	-8,79	161,29	12,7	3,033	-0,054	0,0061	0,006087	0,40	
JRC	8,9	-0,89	7,84	2,8	2,729	-0,358	0,4022	1,268534	83,89	
γ (kN/m ³)	27,0	-2,7	2,25	1,5	3,113	0,026	-0,0096	0,000209	0,01	
Φ' (°)	35,0	-3,5	17,64	4,2	2,681	-0,406	0,1160	0,237364	15,70	
N.A.	12,0	1,2	1,44	1,2	3,092	0,005	0,0042	0,000025	0,00	
FS det					3,087			$V[Fs]$	1,512219	100,00
								$\sigma [FS]$	1,229723	
								β	1,70	
								Pr	4,48%	

Quadro AI.14 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 7 – Laboratório – GLE

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	F_{si}	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	$V [FS]$	$V[Fs]$ relativo (%)	
JCS (MPa)	87,9	-8,79	161,29	12,7	3,024	-0,044	0,0050	0,004041	0,27	
JRC	8,9	-0,89	7,84	2,8	2,711	-0,357	0,4011	1,261457	84,755	
γ (kN/m ³)	27,0	-2,7	2,25	1,5	3,104	0,036	-0,0133	0,000400	0,027	
Φ' (°)	35,0	-3,5	17,64	4,2	2,675	-0,393	0,1123	0,222407	14,94	
N.A.	12,0	1,2	1,44	1,2	3,075	0,007	0,0058	0,000049	0,00	
FS det					3,068			$V[Fs]$	1,488354	100,00
								$\sigma [FS]$	1,219981	
								β	1,70	
								Pr	4,50%	

Quadro AI.15 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 8 – Laboratório – Spencer

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	F_{si}	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	$V [FS]$	$V[Fs]$ relativo (%)	
JCS (MPa)	72,5	-7,25	161,29	12,7	2,503	-0,094	0,0130	0,027114	1,81	
JRC	8,3	-0,83	7,84	2,8	2,266	-0,331	0,3988	1,246855	83,08	
γ (kN/m ³)	27,0	-2,7	2,25	1,5	2,601	0,004	-0,0015	0,000005	0,00	
Φ' (°)	33,0	-3,3	17,64	4,2	2,227	-0,37	0,1121	0,221755	14,78	
N.A.	12,0	1,2	1,44	1,2	2,526	-0,071	-0,0592	0,005041	0,34	
FS det					2,597			$V[Fs]$	1,500770	100,00
								$\sigma [FS]$	1,225059	
								β	1,30	
								Pr	9,62%	

Quadro AI.16 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 8 – Laboratório – GLE

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	Fsi	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	V [FS]	V[Fs] relativo (%)	
JCS (MPa)	72,5	-7,25	161,29	12,7	2,487	-0,094	0,0130	0,027114	1,86	
JRC	8,3	-0,83	7,84	2,8	2,255	-0,326	0,3928	1,209470	82,876	
γ (kN/m ³)	27,0	-2,7	2,25	1,5	2,594	0,013	-0,0048	0,000052	0,004	
Φ' (°)	33,0	-3,3	17,64	4,2	2,213	-0,368	0,1115	0,219364	15,03	
N.A.	12,0	1,2	1,44	1,2	2,523	-0,058	-0,0483	0,003364	0,23	
FS det					2,581			V[Fs]	1,459364	100,00
								σ [FS]	1,208041	
								β	1,31	
								Pr	9,53%	

Quadro AI.17 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 9 – Laboratório – Spencer

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	Fsi	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	V [FS]	V[Fs] relativo (%)	
JCS (MPa)	45,2	-4,52	161,29	12,7	2,184	-0,033	0,0073	0,008597	1,28	
JRC	8,3	-0,83	7,84	2,8	1,997	-0,22	0,2651	0,550814	81,97	
γ (kN/m ³)	24,3	-2,43	2,25	1,5	2,24	0,023	-0,0095	0,000202	0,03	
Φ' (°)	31,0	-3,1	17,64	4,2	1,97	-0,247	0,0797	0,111987	16,67	
N.A.	12,0	1,2	1,44	1,2	2,198	-0,019	-0,0158	0,000361	0,05	
FS det					2,217			V[Fs]	0,671962	100,00
								σ [FS]	0,819733	
								β	1,48	
								Pr	6,88%	

Quadro AI.18 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 9 – Laboratório – GLE

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	Fsi	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	V [FS]	V[Fs] relativo (%)	
JCS (MPa)	45,2	-4,52	161,29	12,7	2,171	-0,032	0,0071	0,008084	1,28	
JRC	8,3	-0,83	7,84	2,8	1,99	-0,213	0,2566	0,516320	81,56	
γ (kN/m ³)	24,3	-2,43	2,25	1,5	2,227	0,024	-0,0099	0,000219	0,03	
Φ' (°)	31,0	-3,1	17,64	4,2	1,96	-0,243	0,0784	0,108390	17,12	
N.A.	12,0	1,2	1,44	1,2	2,197	-0,006	-0,0050	0,000036	0,01	
FS det					2,203			V[Fs]	0,633049	100,00
								σ [FS]	0,795644	
								β	1,51	
								Pr	6,53%	

Quadro AI.19 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 10 – Laboratório –
Spencer

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	F_{si}	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	$V [FS]$	$V[Fs]$ relativo (%)	
JCS (MPa)	42,1	-4,21	161,29	12,7	2,408	-0,046	0,0109	0,019256	3,41	
JRC	10,7	-1,07	7,84	2,8	2,208	-0,246	0,2299	0,414399	73,30	
γ (kN/m ³)	24,3	-2,43	2,25	1,5	2,48	0,026	-0,0107	0,000258	0,05	
Φ' (°)	27,0	-2,7	17,64	4,2	2,221	-0,233	0,0863	0,131366	23,24	
N.A.	12,0	1,2	1,44	1,2	2,461	0,007	0,0058	0,000049	0,01	
FS det					2,454			$V[Fs]$	0,565327	100,00
								$\sigma [FS]$	0,751882	
								β	1,93	
								Pr	2,66%	

Quadro AI.20 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 10 – Laboratório – GLE

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	F_{si}	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	$V [FS]$	$V[Fs]$ relativo (%)	
JCS (MPa)	42,1	-4,21	161,29	12,7	2,400	-0,045	0,0107	0,018428	3,31	
JRC	10,7	-1,07	7,84	2,8	2,201	-0,244	0,2280	0,407688	73,24	
γ (kN/m ³)	24,3	-2,43	2,25	1,5	2,470	0,025	-0,0103	0,000238	0,04	
Φ' (°)	27,0	-2,7	17,64	4,2	2,213	-0,232	0,0859	0,130241	23,40	
N.A.	12,0	1,2	1,44	1,2	2,450	0,005	0,0042	0,000025	0,00	
FS det					2,445			$V[Fs]$	0,556620	100,00
								$\sigma [FS]$	0,746070	
								β	1,94	
								Pr	2,64%	

Quadro AI.21 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 1 – Campo – Spencer

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	F_{si}	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	$V [FS]$	$V[Fs]$ relativo (%)	
JCS (MPa)	139,3	-13,93	108,16	10,4	2,778	-0,037	0,0027	0,000763	0,06	
JRC	7,1	-0,71	5,76	2,4	2,521	-0,294	0,4141	0,987644	82,51	
γ (kN/m ³)	27,0	-2,7	5,76	2,4	2,857	0,042	-0,0156	0,001394	0,12	
Φ' (°)	37,0	-3,7	17,64	4,2	2,414	-0,401	0,1084	0,207197	17,31	
FS det					2,815			$V[Fs]$	1,196998	100
								$\sigma [FS]$	1,094074	
								β	1,66	
								Pr	4,86%	

Quadro AI.22 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 1 – Campo – GLE

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	F_{si}	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	$V [FS]$	$V[Fs]$ relativo (%)	
JCS (MPa)	139,3	-13,93	108,16	10,4	2,764	-0,04	0,0029	0,000892	0,07	
JRC	7,1	-0,71	5,76	2,4	2,507	-0,297	0,4183	1,007903	82,59	
γ (kN/m ³)	27,0	-2,7	5,76	2,4	2,844	0,04	-0,0148	0,001264	0,10	
Φ' (°)	37,0	-3,7	17,64	4,2	2,4	-0,404	0,1092	0,210309	17,23	
FS det					2,804			V[Fs]	1,220368	100
								$\sigma [FS]$	1,104703	
								β	1,63	
								Pr	5,12%	

Quadro AI.23 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 2 – Campo – Spencer

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	F_{si}	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	$V [FS]$	$V[Fs]$ relativo (%)	
JCS (MPa)	46,6	-4,66	108,16	10,4	1,921	-0,018	0,0039	0,001614	0,44	
JRC	5,8	-0,58	5,76	2,4	1,810	-0,129	0,2224	0,284935	78,35	
γ (kN/m ³)	25,7	-2,57	5,76	2,4	1,957	0,018	-0,0070	0,000283	0,08	
Φ' (°)	35,0	-3,5	17,64	4,2	1,708	-0,231	0,0660	0,076840	21,13	
FS det					1,939			V[Fs]	0,363671	100
								$\sigma [FS]$	0,603052	
								β	1,56	
								Pr	5,97%	

Quadro AI.24 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 2 – Campo – GLE

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	F_{si}	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	$V [FS]$	$V[Fs]$ relativo (%)	
JCS (MPa)	46,6	-4,66	108,16	10,4	1,913	-0,018	0,0039	0,001614	0,46	
JRC	5,8	-0,58	5,76	2,4	1,804	-0,127	0,2190	0,276168	78,10	
γ (kN/m ³)	25,7	-2,57	5,76	2,4	1,95	0,019	-0,0074	0,000315	0,09	
Φ' (°)	35,0	-3,5	17,64	4,2	1,702	-0,229	0,0654	0,075515	21,36	
FS det					1,931			V[Fs]	0,353612	100
								$\sigma [FS]$	0,594653	
								β	1,57	
								Pr	5,87%	

Quadro AI.25 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 3 – Campo – Spencer

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	Fsi	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	V [FS]	V[Fs] relativo (%)	
JCS (MPa)	38,7	-3,87	108,16	10,4	1,725	-0,015	0,0039	0,001625	0,60	
JRC	5,6	-0,56	5,76	2,4	1,633	-0,107	0,1911	0,210288	77,69	
γ (kN/m ³)	24,3	-2,43	5,76	2,4	1,757	0,017	-0,0070	0,000282	0,10	
Φ' (°)	33,0	-3,3	17,64	4,2	1,550	-0,19	0,0576	0,058476	21,60	
FS det					1,740			V[Fs]	0,270671	100
								σ [FS]	0,520260	
								β	1,42	
								Pr	7,75%	

Quadro AI.26 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 3 – Campo – GLE

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	Fsi	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	V [FS]	V[Fs] relativo (%)	
JCS (MPa)	38,7	-3,87	108,16	10,4	1,719	-0,016	0,0041	0,001849	0,67	
JRC	5,6	-0,56	5,76	2,4	1,627	-0,108	0,1929	0,214237	77,26	
γ (kN/m ³)	24,3	-2,43	5,76	2,4	1,751	0,016	-0,0066	0,000250	0,09	
Φ' (°)	33,0	-3,3	17,64	4,2	1,541	-0,194	0,0588	0,060964	21,98	
FS det					1,735			V[Fs]	0,277299	100
								σ [FS]	0,526592	
								β	1,40	
								Pr	8,14%	

Quadro AI.27 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 4 – Campo – Spencer

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	Fsi	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	V [FS]	V[Fs] relativo (%)	
JCS (MPa)	25,1	-2,51	108,16	10,4	1,565	-0,013	0,0052	0,002901	1,40	
JRC	5,6	-0,56	5,76	2,4	1,486	-0,092	0,1643	0,155461	75,18	
γ (kN/m ³)	21,6	-2,16	5,76	2,4	1,592	0,014	-0,0065	0,000242	0,12	
Φ' (°)	31,0	-3,1	17,64	4,2	1,416	-0,162	0,0523	0,048173	23,30	
FS det					1,578			V[Fs]	0,206778	100
								σ [FS]	0,454728	
								β	1,27	
								Pr	10,18%	

Quadro A1.28 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 4 – Campo – GLE

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	Fsi	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	V [FS]	V[Fs] relativo (%)	
JCS (MPa)	25,1	-2,51	108,16	10,4	1,558	-0,014	0,0056	0,003365	1,62	
JRC	5,6	-0,56	5,76	2,4	1,48	-0,092	0,1643	0,155461	75,03	
γ (kN/m ³)	21,6	-2,16	5,76	2,4	1,585	0,013	-0,0060	0,000209	0,10	
Φ' (°)	31,0	-3,1	17,64	4,2	1,41	-0,162	0,0523	0,048173	23,25	
FS det					1,572			V[Fs]	0,207208	100
								σ [FS]	0,455201	
								β	1,26	
								Pr	10,45%	

Quadro A1.29 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 5 – Campo – Spencer

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	Fsi	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	V [FS]	V[Fs] relativo (%)	
JCS (MPa)	19,5	-1,95	108,16	10,4	1,444	-0,015	0,0077	0,006400	3,77	
JRC	6,4	-0,64	5,76	2,4	1,366	-0,093	0,1453	0,121627	71,62	
γ (kN/m ³)	21,6	-2,16	5,76	2,4	1,474	0,015	-0,0069	0,000278	0,16	
Φ' (°)	27,0	-2,7	17,64	4,2	1,328	-0,131	0,0485	0,041525	24,45	
FS det					1,459			V[Fs]	0,169830	100
								σ [FS]	0,412104	
								β	1,11	
								Pr	13,27%	

Quadro A1.30 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 5 – Campo – GLE

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	Fsi	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	V [FS]	V[Fs] relativo (%)	
JCS (MPa)	19,5	-1,95	108,16	10,4	1,438	-0,014	0,0072	0,005575	3,42	
JRC	6,4	-0,64	5,76	2,4	1,361	-0,091	0,1422	0,116452	71,34	
γ (kN/m ³)	21,6	-2,16	5,76	2,4	1,468	0,016	-0,0074	0,000316	0,19	
Φ' (°)	27,0	-2,7	17,64	4,2	1,322	-0,13	0,0481	0,040894	25,05	
FS det					1,452			V[Fs]	0,163237	100
								σ [FS]	0,404025	
								β	1,12	
								Pr	13,16%	

Quadro AI.31 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 6 – Campo – Spencer

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	Fsi	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	V [FS]	V[Fs] relativo (%)	
JCS (MPa)	139,3	-13,93	108,16	10,4	2,718	-0,039	0,0028	0,000848	0,07	
JRC	7,1	-0,71	5,76	2,4	2,464	-0,293	0,4127	0,980937	82,79	
γ (kN/m ³)	27,0	-2,7	5,76	2,4	2,786	0,029	-0,0107	0,000664	0,06	
Φ' (°)	37,0	-3,7	17,64	4,2	2,361	-0,396	0,1070	0,202062	17,05	
N.A.	12,0	1,2	1,44	1,2	2,738	-0,019	-0,0158	0,000361	0,03	
FS det					2,757			V[Fs]	1,184872	100,00
								σ [FS]	1,088518	
								β	1,61	
								Pr	5,33%	

Quadro AI.32 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 6 – Campo – GLE

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	Fsi	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	V [FS]	V[Fs] relativo (%)	
JCS (MPa)	139,3	-13,93	108,16	10,4	2,701	-0,042	0,0030	0,000983	0,08	
JRC	7,1	-0,71	5,76	2,4	2,451	-0,292	0,4113	0,974252	82,78	
γ (kN/m ³)	27,0	-2,7	5,76	2,4	2,771	0,028	-0,0104	0,000619	0,05	
Φ' (°)	37,0	-3,7	17,64	4,2	2,348	-0,395	0,1068	0,201043	17,08	
N.A.	12,0	1,2	1,44	1,2	2,738	-0,005	-0,0042	0,000025	0,00	
FS det					2,743			V[Fs]	1,176923	100,00
								σ [FS]	1,084861	
								β	1,61	
								Pr	5,41%	

Quadro AI.33 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 7 – Campo – Spencer

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	Fsi	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	V [FS]	V[Fs] relativo (%)	
JCS (MPa)	46,6	-4,66	108,16	10,4	1,87	-0,017	0,0036	0,001439	0,42	
JRC	5,8	-0,58	5,76	2,4	1,762	-0,125	0,2155	0,267539	78,43	
γ (kN/m ³)	25,7	-2,57	5,76	2,4	1,898	0,011	-0,0043	0,000106	0,03	
Φ' (°)	35,0	-3,5	17,64	4,2	1,664	-0,223	0,0637	0,071610	20,99	
N.A.	12,0	1,2	1,44	1,2	1,866	-0,021	-0,0175	0,000441	0,13	
FS det					1,887			V[Fs]	0,341134	100,00
								σ [FS]	0,584067	
								β	1,52	
								Pr	6,44%	

Quadro AI.34 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 7 – Campo – GLE

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	F_{si}	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	$V [FS]$	$V[Fs]$ relativo (%)	
JCS (MPA)	46,6	-4,66	108,16	10,4	1,863	-0,017	0,0036	0,001439	0,43	
JRC	5,8	-0,58	5,76	2,4	1,756	-0,124	0,2138	0,263275	78,38	
γ (kN/m ³)	25,7	-2,57	5,76	2,4	1,89	0,01	-0,0039	0,000087	0,03	
Φ' (°)	35,0	-3,5	17,64	4,2	1,658	-0,222	0,0634	0,070969	21,13	
N.A.	12,0	1,2	1,44	1,2	1,869	-0,011	-0,0092	0,000121	0,04	
FS det					1,880			$V[Fs]$	0,335892	100,00
								$\sigma [FS]$	0,579562	
								β	1,52	
								Pr	6,45%	

Quadro AI.35 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 8 – Campo – Spencer

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	F_{si}	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	$V [FS]$	$V[Fs]$ relativo (%)	
JCS (MPA)	38,7	-3,87	108,16	10,4	1,677	-0,014	0,0036	0,001415	0,54	
JRC	5,6	-0,56	5,76	2,4	1,586	-0,105	0,1875	0,202500	77,93	
γ (kN/m ³)	24,3	-2,43	5,76	2,4	1,699	0,008	-0,0033	0,000062	0,02	
Φ' (°)	33,0	-3,3	17,64	4,2	1,506	-0,185	0,0561	0,055439	21,33	
N.A.	12,0	1,2	1,44	1,2	1,670	-0,021	-0,0175	0,000441	0,17	
FS det					1,691			$V[Fs]$	0,259858	100,00
								$\sigma [FS]$	0,509762	
								β	1,36	
								Pr	8,76%	

Quadro AI.35 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 8 – Campo – GLE

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	F_{si}	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	$V [FS]$	$V[Fs]$ relativo (%)	
JCS (MPA)	38,7	-3,87	108,16	10,4	1,670	-0,015	0,0039	0,001625	0,63	
JRC	5,6	-0,56	5,76	2,4	1,580	-0,105	0,1875	0,202500	77,95	
γ (kN/m ³)	24,3	-2,43	5,76	2,4	1,693	0,008	-0,0033	0,000062	0,02	
Φ' (°)	33,0	-3,3	17,64	4,2	1,500	-0,185	0,0561	0,055439	21,34	
N.A.	12,0	1,2	1,44	1,2	1,672	-0,013	-0,0108	0,000169	0,07	
FS det					1,685			$V[Fs]$	0,259795	100,00
								$\sigma [FS]$	0,509701	
								β	1,34	
								Pr	8,95%	

Quadro A1.37 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 9 – Campo – Spencer

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	Fsi	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	V [FS]	V[Fs] relativo (%)	
JCS (MPa)	25,1	-2,51	108,16	10,4	1,512	-0,013	0,0052	0,002901	1,55	
JRC	5,6	-0,56	5,76	2,4	1,438	-0,087	0,1554	0,139022	74,23	
γ (kN/m ³)	21,6	-2,16	5,76	2,4	1,535	0,01	-0,0046	0,000123	0,07	
Φ' (°)	31,0	-3,1	17,64	4,2	1,369	-0,156	0,0503	0,044671	23,85	
N.A.	12,0	1,2	1,44	1,2	1,501	-0,024	-0,0200	0,000576	0,31	
FS det					1,525			V[Fs]	0,187294	100,00
								σ [FS]	0,432775	
								β	1,21	
								Pr	11,25%	

Quadro A1.38 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 9 – Campo – GLE

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	Fsi	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	V [FS]	V[Fs] relativo (%)	
JCS (MPa)	25,1	-2,51	108,16	10,4	1,505	-0,014	0,0056	0,003365	1,71	
JRC	5,6	-0,56	5,76	2,4	1,429	-0,09	0,1607	0,148776	75,51	
γ (kN/m ³)	21,6	-2,16	5,76	2,4	1,523	0,004	-0,0019	0,000020	0,01	
Φ' (°)	31,0	-3,1	17,64	4,2	1,363	-0,156	0,0503	0,044671	22,67	
N.A.	12,0	1,2	1,44	1,2	1,505	-0,014	-0,0117	0,000196	0,10	
FS det					1,519			V[Fs]	0,197027	100,00
								σ [FS]	0,443877	
								β	1,17	
								Pr	12,12%	

Quadro A1.39 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 10 – Campo – Spencer

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	Fsi	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	V [FS]	V[Fs] relativo (%)	
JCS (MPa)	19,5	-1,95	108,16	10,4	1,398	-0,013	0,0067	0,004807	2,94	
JRC	6,4	-0,64	5,76	2,4	1,319	-0,092	0,1438	0,119025	72,84	
γ (kN/m ³)	21,6	-2,16	5,76	2,4	1,42	0,009	-0,0042	0,000100	0,06	
Φ' (°)	27,0	-2,7	17,64	4,2	1,284	-0,127	0,0470	0,039028	23,88	
N.A.	12,0	1,2	1,44	1,2	1,39	-0,021	-0,0175	0,000441	0,27	
FS det					1,411			V[Fs]	0,163401	100,00
								σ [FS]	0,404229	
								β	1,02	
								Pr	15,46%	

Quadro A1.40 – Cálculo da probabilidade de ruptura – Cenário 10 – Campo – GLE

Parâmetro	X_i	δX_i	$V[X_i]$	$\sigma[X_i]$	F_{si}	δF_{si}	$\delta F_{si}/\delta X_i$	$V [FS]$	$V[F_s]$ relativo (%)	
JCS (MPa)	19,5	-1,95	108,16	10,4	1,391	-0,014	0,0072	0,005575	3,57	
JRC	6,4	-0,64	5,76	2,4	1,315	-0,09	0,1406	0,113906	72,89	
γ (kN/m ³)	21,6	-2,16	5,76	2,4	1,412	0,007	-0,0032	0,000060	0,04	
Φ' (°)	27,0	-2,7	17,64	4,2	1,282	-0,123	0,0456	0,036608	23,43	
N.A.	12,0	1,2	1,44	1,2	1,394	-0,011	-0,0092	0,000121	0,08	
FS det					1,405			$V[F_s]$	0,156271	100,00
								$\sigma [FS]$	0,395312	
								β	1,02	
								Pr	15,28%	