GM | Prof. Gleicon Maior

Mecânica das Rochas e *Estabilidade de Taludes*

Caracterização, classificação geomecânica e aplicações em mineração



Prof. Gleicon Maior

PROJETO EDITORIAL · EDIÇÃO REVISADA E AMPLIADA

Mecânica das Rochas e Estabilidade de Taludes

Caracterização geomecânica, resistência, tensões, estruturas e estabilidade aplicada à mineração

Prof. Gleicon Maior

Apresentação

Este livro reúne, em um percurso único, os fundamentos de mecânica das rochas e a análise da estabilidade de taludes de mineração. O objetivo é que o leitor compreenda por que um talude se mantém estável, por que pode romper e quais informações de campo, de laboratório e de monitoramento sustentam as decisões de projeto e de operação.

O texto foi escrito para dois públicos que convivem na mesma cava: o técnico em mineração, que observa, registra e comunica as condições do maciço no dia a dia, e o estudante de engenharia de minas, que precisa quantificar essas condições e transformá-las em parâmetros de projeto. Por isso, o livro está organizado em camadas.

Como ler este livro

O texto corrente apresenta os conceitos em linguagem direta e com o mínimo de formulação necessário. Ao longo dos capítulos aparecem dois tipos de quadro:

Na prática — quadros voltados à rotina operacional: o que observar no campo, como registrar, quando comunicar e quais cuidados de segurança adotar. São leitura essencial para o curso técnico.

Aprofundamento — quadros com equações, deduções e exemplos numéricos voltados à engenharia. Podem ser omitidos em uma primeira leitura sem prejuízo da continuidade do texto.

Organização do volume

A **Parte I — Fundamentos de mecânica das rochas** (Capítulos 1 a 4) trata da rocha intacta, das descontinuidades, das classificações geomecânicas (RQD, RMR, SMR, Q e GSI), das tensões in situ e dos critérios de resistência do maciço.

A **Parte II — Taludes de mineração** (Capítulos 5 a 8) apresenta as escalas e a geometria dos taludes de cava, os condicionantes geológico-geotécnicos da estabilidade e os mecanismos de ruptura, com ênfase no reconhecimento dos sinais de instabilidade.

A **Parte III — Análise, projeto e gestão** (Capítulos 9 a 14) aborda a investigação geotécnica, a análise cinemática, os métodos de equilíbrio limite, o papel da água, do desmonte e das medidas de estabilização, o monitoramento com planos de resposta e, por fim, um conjunto de exercícios com respostas.

Convenções

Tensões e resistências são expressas em kPa ou MPa; forças por metro linear de talude, em kN/m; pesos específicos, em kN/m^3; ângulos, em graus. A orientação de planos é registrada como direção de mergulho/mergulho (por exemplo, 135/60). Os exemplos numéricos são didáticos: ilustram o raciocínio e a sensibilidade dos resultados às hipóteses, mas não substituem o projeto geotécnico, a calibração com dados locais nem os procedimentos de segurança de uma operação real.

Parte do conteúdo de caracterização geomecânica, das tabelas de classificação, das figuras de tensões in situ e de sistemas de contenção foi adaptada do Capítulo 2 do livro *Fundamentos Básicos dos Métodos de Lavra Subterrânea*, do mesmo autor, com a ênfase deslocada das escavações subterrâneas para os taludes a céu aberto.

Sumário

Apresentação 3
1 Rocha intacta e maciço rochoso 8
1.1 Dois objetos de estudo: rocha intacta e maciço rochoso 8
1.2 Propriedades índice 9
1.3 Resistência e deformabilidade da rocha intacta 10
1.4 Da amostra ao maciço 12
2 Descontinuidades: levantamento e resistência ao cisalhamento 13
2.1 Parâmetros de descrição 13
2.2 Orientação e convenções de medida 14
2.3 Métodos de levantamento 14
2.4 Resistência ao cisalhamento de descontinuidades 15
3 Classificações geomecânicas 17
3.1 Índice RQD 17
3.2 Sistema RMR (*Rock Mass Rating*) 19
3.3 Sistema SMR (*Slope Mass Rating*) 22
3.4 Sistema Q 23
3.5 Índice GSI (*Geological Strength Index*) 26
4 Tensões in situ e resistência do maciço 28
4.1 Estado de tensões natural 28
4.2 Tensões em taludes de mina 30
4.3 Critérios de resistência 30
5 Fundamentos e escalas dos taludes de mina 33
5.1 Conceito de talude 33
5.2 Taludes naturais e taludes escavados 33
5.3 Taludes em minas a céu aberto 34
5.4 Diferença entre talude de bancada, talude inter-rampa e talude global 35
5.5 Consequências da instabilidade 37
6 Geometria e elementos construtivos do talude 39
6.1 Crista do talude 39
6.2 Pé do talude 39
6.3 Face da bancada 40
6.4 Berma 40
6.5 Altura de bancada 40
6.6 Ângulo de face da bancada 40
6.7 Ângulo inter-rampa 41

6.8 Ângulo global 41
6.9 Largura de berma 41
6.10 Rampa de acesso 42
6.11 Fundo de cava 42
7 Condicionantes geológico-geotécnicos da estabilidade 43
7.1 Geometria do talude 43
7.2 Tipo de rocha 44
7.3 Descontinuidades 45
7.4 Água 47
7.5 Vibrações por desmonte 48
7.6 Operação de mina 50
8 Mecanismos de ruptura e sinais de instabilidade 53
8.1 Queda de blocos 53
8.2 Ruptura planar 53
8.3 Ruptura em cunha 54
8.4 Tombamento 54
8.5 Ruptura circular 54
8.6 Ruptura global e rupturas complexas 54
8.7 Reconhecimento dos sinais de instabilidade 55
9 Investigação geotécnica e modelo geotécnico 57
9.1 Etapas e escala da investigação 57
9.2 Ferramentas de investigação 57
9.3 Domínios geotécnicos e parâmetros de projeto 58
10 Análise cinemática 59
10.1 Projeção estereográfica 59
10.2 Testes de Markland 59
10.3 Limitações 60
11 Análise de estabilidade por equilíbrio limite 61
11.1 Fator de segurança 61
11.2 Ruptura planar simplificada 61
11.3 Ruptura planar com fenda de tração 61
11.4 Ruptura em cunha 62
11.5 Tombamento de blocos 62
11.6 Ruptura circular: métodos das fatias 63
11.7 Critérios de aceitação 64
11.8 Interpretação e métodos numéricos 65
12 Água, desmonte e medidas de estabilização 66
12.1 Controle da água 66

12.2 Desmonte controlado 66
12.3 Mudança de geometria 67
12.4 Reforço do maciço 67
13 Monitoramento, plano de resposta e segurança operacional 70
13.1 Métodos de monitoramento 70
13.2 Interpretação dos deslocamentos 70
13.3 Plano de ação por níveis de resposta (TARP) 71
13.4 Segurança operacional em áreas de taludes 71
14 Exercícios propostos e respostas 73
14.1 Caracterização e classificação (Capítulos 1 a 3) 73
14.2 Tensões e resistência (Capítulos 2 e 4) 73
14.3 Geometria e mecanismos (Capítulos 6, 8 e 10) 73
14.4 Equilíbrio limite, água e estabilização (Capítulos 11 e 12) 74
14.5 Desmonte e monitoramento (Capítulos 7 e 13) 74
Referências 75

PARTE I — FUNDAMENTOS DE MECÂNICA DAS ROCHAS

1 Rocha intacta e maciço rochoso

A estabilidade das escavações de mineração depende de uma compreensão integrada do material rochoso, das descontinuidades e do estado de tensões. A resistência medida em um corpo de prova descreve o comportamento de uma amostra; o maciço rochoso, por sua vez, reúne grandes volumes de rocha atravessados por juntas, falhas, foliações, planos de acamamento e zonas de alteração. Na maior parte dos taludes de mina, é a interação entre essas estruturas, a água e a geometria da escavação que governa a resposta geotécnica em campo.

Este capítulo apresenta a distinção entre rocha intacta e maciço rochoso, as propriedades índice mais utilizadas, os ensaios de resistência e a classificação da rocha intacta. Os capítulos seguintes tratam das descontinuidades (Capítulo 2), das classificações geomecânicas (Capítulo 3) e das tensões e critérios de resistência do maciço (Capítulo 4).

1.1 Dois objetos de estudo: rocha intacta e maciço rochoso

A **rocha intacta** é o material contínuo situado entre descontinuidades. É caracterizada por propriedades como resistência à compressão uniaxial (σ_c ou UCS), resistência à tração, módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν). Essas propriedades dependem da mineralogia, da textura, do grau de cimentação, da porosidade, da anisotropia e do grau de alteração da rocha.

O **maciço rochoso** é o conjunto formado pela rocha intacta e pelas descontinuidades que a atravessam. É, por natureza, descontínuo, heterogêneo e anisotrópico. O tamanho e a forma dos blocos, a persistência dos planos, os preenchimentos e a circulação de água podem controlar a resistência e a deformabilidade em escalas muito maiores do que a da amostra ensaiada.

A diferença de escala é central na engenharia de taludes. Um corpo de prova de 54 mm de diâmetro pode indicar uma rocha muito resistente, enquanto uma face de bancada de 15 m, no mesmo litotipo, rompe ao longo de uma junta argilosa com resistência dezenas de vezes menor. Esse comportamento é conhecido como **efeito de escala**: à medida que o volume considerado aumenta, cresce a probabilidade de incluir descontinuidades e defeitos, e a resistência representativa diminui até se estabilizar no valor do maciço.

Hudson e Harrison (1997) sintetizam essas interações em uma matriz (Figura 1.1). Os termos da diagonal principal — estrutura do maciço, tensões, água e método construtivo — são os fatores primários; os termos fora da diagonal mostram como cada fator modifica os demais. Embora a matriz tenha sido concebida para aberturas subterrâneas, a mesma lógica se aplica a taludes: a escavação altera as tensões, as tensões abrem ou fecham juntas, as juntas controlam a percolação e a água reduz a resistência.

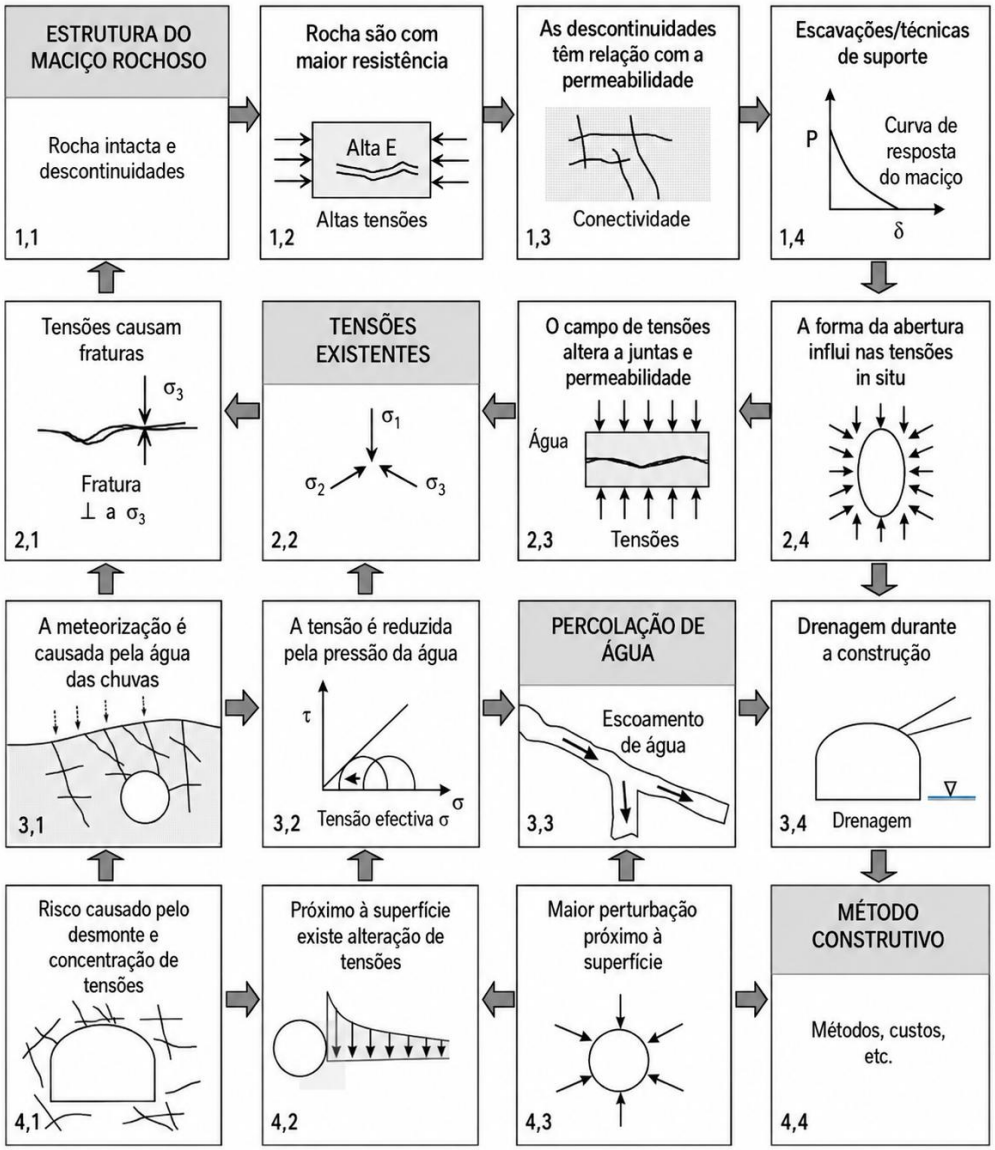


Figura 1.1 — Matriz de interação entre os fatores que controlam a estabilidade de escavações em rocha (com base em Hudson e Harrison, 1997).

Na prática — Ao descrever uma bancada, registre separadamente o que é propriedade da rocha (tipo, cor, alteração, dureza ao martelo) e o que é propriedade das estruturas (famílias de juntas, abertura, preenchimento, água). Misturar as duas informações é a principal causa de descrições geotécnicas inúteis para o projeto.

1.2 Propriedades índice

As propriedades índice são grandezas físicas de determinação relativamente simples que ajudam a classificar a rocha e a antecipar seu comportamento mecânico. As mais utilizadas são a absorção de água, o peso específico e a porosidade.

1.2.1 Absorção de água

A absorção (i) é a razão entre a massa de água absorvida e a massa seca do corpo de prova, conforme o procedimento de ensaio adotado:

$$i = \frac{W_{sat} - W_s}{W_s}$$

em que W_{sat} é o peso saturado com superfície seca e W_s é o peso seco. Rochas com absorção elevada tendem a ser mais porosas, mais deformáveis e mais suscetíveis à degradação por ciclos de umedecimento e secagem.

1.2.2 Peso específico

O peso específico aparente seco (γ_d) é a razão entre o peso seco e o volume total do corpo de prova, incluindo os vazios. Para corpos irregulares, o volume pode ser obtido pela balança hidrostática, como a diferença entre o peso saturado com superfície seca e o peso submerso:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{W_{sat} - W_{sub}}\,\gamma_w$$

O peso específico entra diretamente no cálculo do peso de blocos e cunhas e na estimativa da tensão vertical. Valores típicos situam-se entre 25 e 28 kN/m^3 para rochas cristalinas sãs, podendo ser bem menores em rochas alteradas, porosas ou em saprólitos, e maiores em minérios de ferro compactos.

1.2.3 Porosidade e índice de vazios

A porosidade (η) é a relação entre o volume de vazios e o volume total; o índice de vazios (e) é a relação entre o volume de vazios e o volume de sólidos:

$$\eta = \frac{V_v}{V} \qquad e = \frac{V_v}{V_s} \qquad e = \frac{\eta}{1-\eta}$$

A porosidade é uma das propriedades mais importantes da rocha, pois os vazios representam zonas de fraqueza que reduzem a resistência, aumentam a deformabilidade e favorecem a percolação de água (FRANKLIN; DUSSEAULT, 1989). Em rochas sedimentares, a porosidade depende do material de cimentação, da granulometria e da história de compactação (GOODMAN, 1989). A Tabela 1.1 apresenta a classificação da IAEG (1979).

Tabela 1.1 — Classificação da porosidade e do índice de vazios de rochas (IAEG, 1979).

Classe	Índice de vazios	Porosidade (%)	Termo
1	> 0,43	> 30	Muito alta
2	0,43 – 0,18	30 – 15	Alta
3	0,18 – 0,05	15 – 5	Média
4	0,05 – 0,01	5 – 1	Baixa
5	< 0,01	< 1	Muito baixa

Aprofundamento — Exemplo 1.1: índices físicos pela balança hidrostática
Um corpo de prova irregular apresentou peso seco W_s = 250,0 gf, peso saturado com superfície seca W_{sat} = 255,5 gf e peso submerso W_{sub} = 158,2 gf.
Absorção: i = (255,5 − 250,0)/250,0 = 2,2%.
Volume total (γ_w = 1 gf/cm^3): V = 255,5 − 158,2 = 97,3 cm^3.
Massa específica aparente seca: ρ_d = 250,0/97,3 = 2,57 g/cm^3, ou $\gamma_d \approx$ 25,2 kN/m^3.
Porosidade aparente: η = (255,5 − 250,0)/97,3 = 5,7%, classe média segundo a Tabela 1.1.

1.3 Resistência e deformabilidade da rocha intacta

1.3.1 Ensaio de compressão uniaxial

A resistência à compressão uniaxial (σ_c) é a tensão máxima suportada por um corpo de prova cilíndrico submetido a carregamento axial sem confinamento lateral. É calculada pela razão entre a

carga de ruptura P e a área inicial da seção transversal A. O resultado depende da mineralogia, da textura, da orientação de planos de anisotropia em relação ao carregamento, da presença de microfissuras, do teor de umidade, da relação altura/diâmetro e da taxa de carregamento (JUMIKIS, 1983; FRANKLIN; DUSSEAULT, 1989).

Com instrumentação de deformações axial e lateral, o mesmo ensaio fornece o módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson (v). A dispersão dos resultados também é informativa: indica a variabilidade natural da rocha, a possível anisotropia e a presença de microfraturas de origem tectônica.

1.3.2 Outros ensaios

O **ensaio de carga pontual** (*point load*) é executado em testemunhos ou fragmentos irregulares, com equipamento portátil, e fornece o índice $I_{s(50)}$. Por ser rápido e barato, permite caracterizar grande número de amostras. A correlação com a compressão uniaxial é usualmente expressa como $\sigma_c \approx k \cdot I_{s(50)}$, com k tipicamente entre 20 e 25; o fator deve ser calibrado com ensaios uniaxiais do próprio litotipo, sobretudo em rochas anisotrópicas.

O **ensaio brasileiro** (compressão diametral) estima indiretamente a resistência à tração. O **ensaio triaxial** submete o corpo de prova a uma pressão confinante σ_3 e permite obter a envoltória de resistência da rocha intacta, base para os critérios de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown (Capítulo 4). O **cisalhamento direto** é o ensaio de referência para a resistência de descontinuidades (Capítulo 2).

1.3.3 Classificação da rocha intacta

A resistência à compressão uniaxial (σc) é o parâmetro mais utilizado para classificar a rocha intacta, pois sintetiza em um único valor a capacidade do material de suportar carga e serve de dado de entrada para as classificações geomecânicas (Capítulo 3) e para o critério de Hoek-Brown (Capítulo 4). Ao agrupar as rochas em faixas de resistência, as classificações permitem comparar litologias, comunicar resultados de forma padronizada e antecipar o comportamento do material em escavações. A Tabela 1.2 apresenta a classificação proposta pela IAEG (1979), que distingue cinco classes, da rocha fraca à extremamente forte.

Tabela 1.2 — Classificação da resistência à compressão uniaxial (IAEG, 1979).

Classe	σ_c (MPa)	Termo
1	1,5 – 15	Fraca
2	15 – 50	Moderadamente forte
3	50 – 120	Forte
4	120 – 230	Muito forte
5	> 230	Extremamente forte

Materiais com resistência inferior a cerca de 1,5 MPa comportam-se, em geral, como solos duros e devem ser ensaiados como tal. Rochas com σ_c < 50 MPa costumam ser chamadas de brandas; acima desse valor, de duras.

Quando não há ensaios disponíveis, a resistência pode ser estimada em campo com martelo de geólogo e canivete, segundo a escala da ISRM (1981), apresentada na Tabela 1.3. A estimativa de campo é especialmente útil no mapeamento de bancadas, pois permite registrar a variação de resistência ao longo da face.

Tabela 1.3 — Estimativa de campo da resistência da rocha intacta (adaptado de ISRM, 1981).

Grau	Descrição	Identificação em campo	σ_c (MPa)
R0	Extremamente fraca	Marcada pela unha	0,25 – 1
R1	Muito fraca	Esfarela sob golpe firme da ponta do martelo; raspada por canivete	1 – 5
R2	Fraca	Raspada com dificuldade por canivete; golpe firme do martelo deixa marcas rasas	5 – 25
R3	Média	Não é raspada por canivete; fratura com um golpe firme do martelo	25 – 50
R4	Resistente	Exige mais de um golpe do martelo para fraturar	50 – 100
R5	Muito resistente	Exige muitos golpes do martelo para fraturar	100 – 250
R6	Extremamente resistente	O martelo apenas lasca a amostra	> 250

1.4 Da amostra ao maciço

Não é correto aplicar diretamente a σ_c da rocha intacta como resistência de um talude. O maciço inclui descontinuidades, heterogeneidades, alteração e água. Duas situações extremas ajudam a organizar o raciocínio:

- **Ruptura controlada por estruturas**: quando há descontinuidades persistentes e desfavoravelmente orientadas, o plano de ruptura mobiliza-se antes que o material intacto atinja sua resistência. A orientação da estrutura e sua resistência ao cisalhamento (Capítulo 2) passam a ser os parâmetros determinantes. É o caso típico de bancadas em rocha competente.
- **Ruptura através do maciço**: quando o maciço é intensamente fraturado em blocos pequenos, sem orientação dominante, ou quando a rocha é muito branda ou alterada, o conjunto se comporta como um meio aproximadamente contínuo. Parâmetros equivalentes podem então ser estimados por critérios como o de Hoek-Brown (Capítulo 4). É o caso típico de taludes globais altos em maciços fraturados e de taludes em saprólito.

A caracterização geomecânica, portanto, precisa integrar ensaios de rocha intacta, levantamento sistemático das descontinuidades e classificação do maciço. Essa integração é o tema dos próximos capítulos.

2 Descontinuidades: levantamento e resistência ao cisalhamento

Descontinuidade é o termo genérico para qualquer plano de fraqueza mecânica no maciço: juntas, fraturas, falhas, planos de acamamento, foliações, xistosidades, contatos litológicos e diques. Em taludes de mineração, as descontinuidades definem os blocos que podem cair, deslizar ou tombar e, com frequência, constituem a própria superfície de ruptura. Por isso, sua descrição sistemática é a etapa mais importante da caracterização geotécnica de uma cava.

2.1 Parâmetros de descrição

A ISRM (1978) recomenda descrever cada família de descontinuidades por um conjunto padronizado de parâmetros, apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 — Parâmetros de descrição de descontinuidades e sua relevância para taludes (com base em ISRM, 1978).

Parâmetro	O que descreve	Por que importa no talude
Orientação	Direção de mergulho e mergulho do plano	Define se o plano aflora na face e qual mecanismo é possível
Espaçamento	Distância perpendicular entre planos da mesma família	Controla o tamanho dos blocos e entra no RMR
Persistência	Extensão do plano	Planos persistentes formam superfícies de ruptura contínuas
Rugosidade	Ondulação e aspereza das paredes	Aumenta o atrito efetivo e a dilatância
Resistência das paredes	Resistência da rocha junto ao plano (JCS)	Paredes alteradas reduzem a resistência ao cisalhamento
Abertura	Distância entre as paredes	Juntas abertas conduzem água e perdem contato
Preenchimento	Material entre as paredes (argila, calcita, óxidos)	Preenchimentos argilosos podem governar a resistência
Percolação	Presença e vazão de água	Pressão de água reduz a tensão normal efetiva
Número de famílias	Quantidade de famílias sistemáticas	Mais famílias, blocos menores e mais mecanismos possíveis
Tamanho dos blocos	Dimensão e forma resultantes	Relaciona-se a queda de blocos e à fragmentação no desmonte

As faixas descritivas da ISRM para espaçamento, persistência e abertura constam da Tabela 2.2. O uso de termos padronizados permite comparar descrições feitas por diferentes pessoas e em diferentes campanhas.

Tabela 2.2 — Termos descritivos para espaçamento, persistência e abertura (ISRM, 1978).

Espaçamento	Faixa	Persistência	Faixa	Abertura	Faixa
Extremamente pequeno	< 20 mm	Muito baixa	< 1 m	Muito fechada	< 0,1 mm
Muito pequeno	20 – 60 mm	Baixa	1 – 3 m	Fechada	0,1 – 0,25 mm
Pequeno	60 – 200 mm	Média	3 – 10 m	Parcialmente aberta	0,25 – 0,5 mm
Moderado	200 – 600 mm	Alta	10 – 20 m	Aberta	0,5 – 2,5 mm
Grande	0,6 – 2 m	Muito alta	> 20 m	Moderadamente larga	2,5 – 10 mm
Muito grande	2 – 6 m			Larga	> 10 mm
Extremamente grande	> 6 m				

2.2 Orientação e convenções de medida

A orientação de um plano é registrada, neste livro, pela notação **direção de mergulho/mergulho**: o azimute (0° a 360°) da linha de maior declive, medido no sentido do mergulho, seguido do ângulo que essa linha forma com a horizontal (0° a 90°). Assim, 135/60 descreve um plano que mergulha 60° para sudeste. A notação evita a ambiguidade da representação por direção (*strike*), que exige indicar o quadrante de mergulho.

A orientação deve sempre ser analisada em relação à face da escavação. Planos que mergulham para fora do talude, com direção aproximadamente paralela à face, podem favorecer deslizamentos planares; pares de planos cuja interseção aflora na face podem formar cunhas; planos íngremes que mergulham para dentro do talude favorecem o tombamento. A análise dessas relações é feita por projeção estereográfica (Capítulo 10).

2.3 Métodos de levantamento

O levantamento estrutural pode reunir:

- **mapeamento de faces por linhas de varredura** (*scanlines*): uma trena é estendida ao longo da face e registram-se todas as descontinuidades que a interceptam, com seus parâmetros;
- **mapeamento por janelas** (*windows*): registram-se as descontinuidades contidas em uma área retangular da face, o que reduz o viés de truncamento;
- **testemunhos orientados de sondagem**: permitem medir orientação e condição das descontinuidades em profundidade, além do RQD;
- **perfilagem ótica e acústica de furos** (*televiewer*);
- **fotogrametria e nuvens de pontos** obtidas por drone ou laser scanner, que permitem medir orientações em faces inacessíveis e com grande densidade de dados.

A qualidade das conclusões depende do controle do viés amostral. Uma linha de varredura intercepta preferencialmente os planos perpendiculares a ela e subamostra os planos quase paralelos. A correção de Terzaghi atribui a cada medida um peso $w = 1/\text{sen}\,\delta$, em que δ é o ângulo entre a linha de amostragem e o plano; na prática, o peso é limitado (por exemplo, a 10) para evitar distorções quando δ é muito pequeno. Também é importante lembrar que a simples contagem de juntas não descreve a resistência ao cisalhamento de suas superfícies.

Na prática — ficha mínima de mapeamento de bancada
Para cada estação de mapeamento, registre: localização (banco, coordenadas, fotografia), orientação da face, litologia e grau de alteração, resistência estimada (Tabela 1.3) e, para cada família, orientação média, espaçamento, persistência, abertura, rugosidade, preenchimento e presença de água. Assinale estruturas maiores (falhas, contatos) mesmo que isoladas: uma única falha argilosa persistente pode controlar um setor inteiro da cava.

2.4 Resistência ao cisalhamento de descontinuidades

2.4.1 Critério de Mohr-Coulomb

A forma mais simples de representar a resistência ao cisalhamento de uma descontinuidade é o critério linear de Mohr-Coulomb, escrito em tensões efetivas:

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \tan\phi'$$

em que τ_f é a resistência ao cisalhamento no limite, c’ é a coesão efetiva, $\sigma'_n = \sigma_n - u$ é a tensão normal efetiva e ϕ’ é o ângulo de atrito efetivo. Em juntas limpas e sem preenchimento, a “coesão” medida em ensaios corresponde, em grande parte, ao intertravamento das asperezas, e não a uma ligação física entre as paredes. Por esse motivo, muitos projetos adotam c’ = 0 para juntas persistentes, ou valores pequenos justificados por ensaios.

2.4.2 Rugosidade e dilatância

Ensaios de cisalhamento direto mostram que uma junta rugosa apresenta resistência maior do que uma superfície lisa da mesma rocha, porque o deslizamento exige que as paredes se afastem (dilatância) para que as asperezas passem umas sobre as outras. Patton (1966) representou esse efeito somando ao ângulo de atrito básico ϕ_b um ângulo de inclinação das asperezas i:

$$\tau_f = \sigma'_n \tan(\phi_b + i)$$

Sob tensões normais elevadas, as asperezas tendem a ser cisalhadas em vez de ultrapassadas, e a contribuição de i diminui. A envoltória real é, portanto, curva.

2.4.3 Critério de Barton-Bandis

Barton e Choubey (1977) propuseram um critério empírico não linear, amplamente usado em projetos de taludes:

$$\tau_f = \sigma'_n \tan\left[\phi_r + JRC \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma'_n}\right)\right]$$

em que ϕ_r é o ângulo de atrito residual, JRC (*joint roughness coefficient*) é o coeficiente de rugosidade da junta, variando de 0 (lisa e plana) a 20 (muito rugosa), e JCS (*joint wall compressive strength*) é a resistência à compressão das paredes da junta, que pode ser estimada com o esclerômetro de Schmidt. O JRC pode ser estimado por comparação com perfis-padrão de rugosidade ou por ensaios de inclinação (*tilt test*); o procedimento envolve julgamento e deve ser documentado (BRADY; BROWN, 2004).

O critério reproduz duas observações importantes: o atrito efetivo aumenta quando a tensão normal é baixa — situação comum em taludes rasos e em bancadas — e a contribuição da rugosidade diminui à medida que a tensão normal se aproxima de JCS.

Aprofundamento — Exemplo 2.1: efeito da tensão normal no critério de Barton-Bandis
Uma junta tem $\phi_r = 28°$, JRC = 10 e JCS = 60 MPa.
Para $\sigma'_n = 0{,}5$ MPa (base de uma bancada): o argumento é $28° + 10 \cdot \log_{10}(60/0{,}5) = 28° + 20{,}8° = 48{,}8°$, e $\tau_f = 0{,}5 \cdot \tan 48{,}8° \approx 0{,}57$ MPa.
Para $\sigma'_n = 2{,}0$ MPa (base de um talude global): o argumento é $28° + 10 \cdot \log_{10}(30) = 42{,}8°$, e $\tau_f = 2{,}0 \cdot \tan 42{,}8° \approx 1{,}85$ MPa.
O ângulo de atrito efetivo cai de 48,8° para 42,8° quando a tensão normal quadruplica. Adotar um único $\phi = 35°$ para todas as escalas subestimaria a resistência na bancada ($\tau = 0{,}35$ MPa) e também no talude global ($\tau = 1{,}40$ MPa) neste caso, mas o erro relativo é diferente em cada escala. Por isso, os parâmetros de resistência de juntas devem ser ajustados à faixa de tensões do problema analisado.

2.4.4 Descontinuidades preenchidas

Quando o preenchimento é mais espesso que a amplitude das asperezas, as paredes deixam de entrar em contato e a resistência passa a ser controlada pelo material de preenchimento. Argilas, clorita, talco, grafita e serpentina podem apresentar ângulos de atrito residuais inferiores a 15°. Em falhas com preenchimento argiloso, os parâmetros devem ser obtidos por ensaios no próprio preenchimento e interpretados em condição drenada ou não drenada, conforme a velocidade do carregamento e a permeabilidade do material. A Tabela 3.10 (parâmetro J_a do sistema Q) traz valores aproximados de ϕ_r associados a diferentes tipos de preenchimento.

Na prática — Uma junta aparentemente fechada pode conter uma película argilosa de poucos milímetros que reduz drasticamente a resistência. Ao encontrar preenchimento mole, escorregadio ao tato ou com estrias de deslizamento (*slickensides*), registre e comunique: são indícios de uma superfície que já se movimentou ou que pode se movimentar.

3 Classificações geomecânicas

As classificações geomecânicas sintetizam, em um número ou em uma classe, as informações de campo e de laboratório sobre o maciço rochoso. Segundo Bieniawski (1989), elas têm quatro finalidades: dividir o maciço em grupos de comportamento semelhante, fornecer uma base para entender suas características, apoiar o planejamento das escavações com parâmetros quantitativos e criar uma linguagem comum entre geólogos, engenheiros e operação.

Antes de classificar, o maciço deve ser dividido em **domínios geotécnicos**: regiões com litologia, grau de alteração e padrão estrutural semelhantes. Os limites de domínio costumam coincidir com falhas, contatos litológicos, diques ou frentes de intemperismo. Uma única nota para toda a cava esconde exatamente as diferenças que interessam ao projeto.

As classificações não são substitutas de ensaios e de modelos de estabilidade. Elas são sínteses empíricas, construídas a partir de casos históricos — em sua maioria, túneis — e sua utilidade cresce quando acompanhadas de fotografias, descrição das famílias de juntas e rastreabilidade dos pesos atribuídos.

3.1 Índice RQD

O *Rock Quality Designation* (RQD), proposto por Deere em 1964, foi o primeiro índice quantitativo de qualidade do maciço. Expressa a porcentagem do comprimento de uma manobra de sondagem constituída por segmentos de testemunho são com comprimento igual ou superior a 10 cm (DEERE; DEERE, 1988):

$$RQD = \frac{\sum \text{comprimentos dos segmentos} \geq 10 \text{ cm}}{\text{comprimento total da manobra}} \times 100\%$$

A Figura 3.1 ilustra o procedimento. Fraturas induzidas pela sondagem ou pelo manuseio não devem ser contadas como descontinuidades naturais. O índice deve ser reportado com a orientação do furo e a recuperação da manobra, pois esses fatores alteram seu significado.

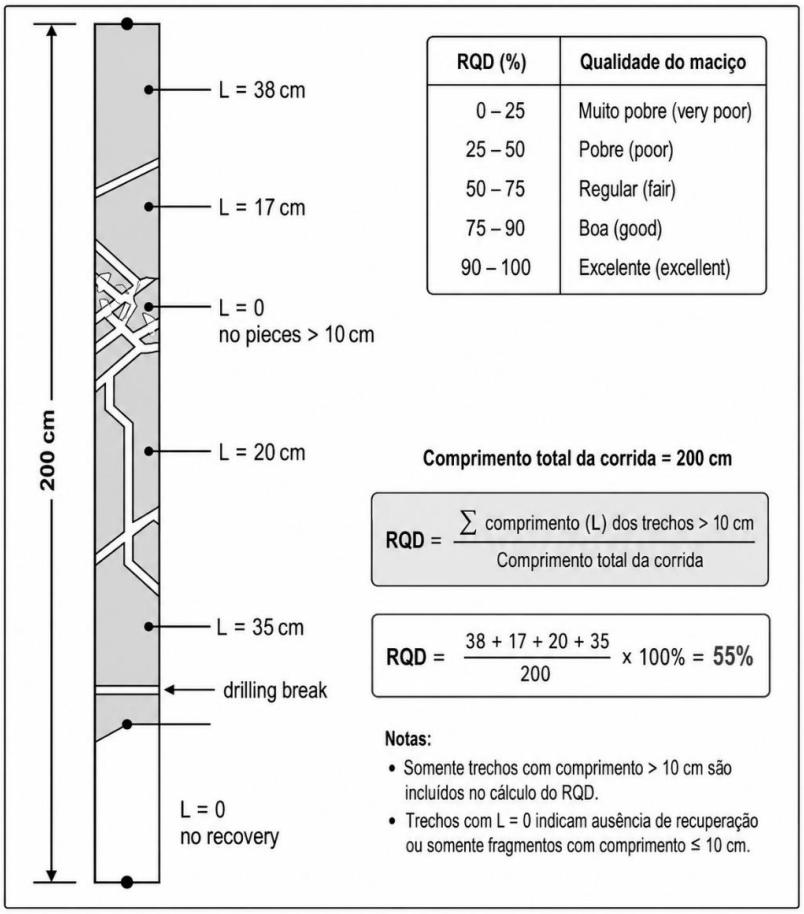


Figura 3.1 — Procedimento de cálculo do RQD em testemunho de sondagem (adaptado de Palmström, 2005).

Tabela 3.1 — Qualidade do maciço segundo o RQD (DEERE; DEERE, 1988).

RQD (%)	Qualidade do maciço
0 – 25	Muito fraco
25 – 50	Fraco
50 – 75	Razoável
75 – 90	Bom
90 – 100	Excelente

Quando não há testemunhos, mas as descontinuidades podem ser observadas em afloramentos ou faces de bancada, o RQD pode ser estimado pelo **índice volumétrico de juntas** J_v, que é o número de juntas por metro cúbico, calculado pela soma dos inversos dos espaçamentos médios S_i das famílias (PALMSTRÖM, 1982):

$$J_v = \sum_i \frac{1}{S_i} \qquad RQD = 115 - 3{,}3\,J_v \quad (RQD = 100 \text{ para } J_v < 4{,}5)$$

O RQD é útil como indicador de fraturamento, mas tem limitações conhecidas: depende da orientação do furo em relação às famílias, não distingue juntas limpas de juntas argilosas e não informa nada sobre uma descontinuidade persistente desfavoravelmente orientada. Por isso, raramente é usado isoladamente; ele entra como parâmetro nos sistemas RMR e Q.

Aprofundamento — Exemplo 3.1: RQD por sondagem e por J_v
Na manobra de 2,00 m da Figura 3.1, os segmentos com pelo menos 10 cm medem 0,38, 0,17, 0,20 e 0,35 m. O comprimento qualificado é 1,10 m e RQD = 100 × 1,10/2,00 = 55% (razoável).
Em uma face de bancada no mesmo domínio, três famílias apresentam espaçamentos médios de 0,25 m, 0,40 m e 0,80 m. Então J_v = 1/0,25 + 1/0,40 + 1/0,80 = 4,0 + 2,5 + 1,25 = 7,75 juntas/m^3 e RQD ≈ 115 − 3,3 × 7,75 ≈ 89%.
A diferença entre os dois valores não indica erro: a sondagem pode ter sido orientada quase perpendicularmente à família mais densa, e a correlação de Palmström tem dispersão. O importante é registrar o método usado em cada valor.

3.2 Sistema RMR (*Rock Mass Rating*)

O RMR, de Bieniawski, combina seis parâmetros: (1) resistência da rocha intacta; (2) RQD; (3) espaçamento das descontinuidades; (4) condição das descontinuidades; (5) condição de água subterrânea; e (6) orientação das descontinuidades em relação à obra. Os cinco primeiros somam o **RMR básico** (RMR_b, de 0 a 100); o sexto é um **ajuste** negativo que depende do tipo de obra. Este livro adota a versão de 1989 (RMR_{89}). É indispensável identificar a edição utilizada: as versões de 1976 e 1989 têm pesos diferentes, e misturar tabelas de edições distintas é um erro frequente.

Tabela 3.2 — Parâmetros do RMR básico e respectivos pesos (BIENIAWSKI, 1989).

Parâmetro	Faixas e pesos				
1. Compressão uniaxial (MPa)	> 250	100 – 250	50 – 100	25 – 50	5–25 / 1–5 / < 1
Peso	15	12	7	4	2 / 1 / 0
(ou carga pontual $I_{s(50)}$, MPa)	> 10	4 – 10	2 – 4	1 – 2	usar σ_c
2. RQD (%)	90 – 100	75 – 90	50 – 75	25 – 50	< 25
Peso	20	17	13	8	3
3. Espaçamento das juntas	> 2 m	0,6 – 2 m	0,2 – 0,6 m	6 – 20 cm	< 6 cm
Peso	20	15	10	8	5
4. Condição das juntas	Muito rugosas, descontínuas, fechadas, paredes sãs	Pouco rugosas, abertura < 1 mm, paredes duras	Pouco rugosas, abertura < 1 mm, paredes alteradas	Estriadas, ou preenchimento < 5 mm, ou abertura 1–5 mm, contínuas	Preenchimento mole > 5 mm ou abertura > 5 mm, contínuas
Peso	30	25	20	10	0
5. Água — condição geral	Completamente seco	Úmido	Molhado	Gotejando	Fluxo contínuo
(razão pressão de água/σ_1)	0	< 0,1	0,1 – 0,2	0,2 – 0,5	> 0,5
Peso	15	10	7	4	0

Quando há informação detalhada sobre as juntas, o peso do parâmetro 4 pode ser obtido pela soma das parcelas da Tabela 3.3, em vez da descrição global da Tabela 3.2.

Tabela 3.3 — Pesos detalhados para a condição das descontinuidades (BIENIAWSKI, 1989).

Característica					
Persistência	< 1 m	1 – 3 m	3 – 10 m	10 – 20 m	> 20 m
Peso	6	4	2	1	0
Abertura	Nenhuma	< 0,1 mm	0,1 – 1,0 mm	1 – 5 mm	> 5 mm
Peso	6	5	4	1	0
Rugosidade	Muito rugosa	Rugosa	Ligeiramente rugosa	Lisa	Estriada
Peso	6	5	3	1	0
Preenchimento	Nenhum	Duro < 5 mm	Duro > 5 mm	Mole < 5 mm	Mole > 5 mm
Peso	6	4	2	2	0
Alteração das paredes	Sã	Pouco alterada	Moderadamente alterada	Muito alterada	Decomposta
Peso	6	5	3	1	0

Tabela 3.4 — Ajuste do RMR pela orientação das descontinuidades (BIENIAWSKI, 1989).

Orientação	Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Túneis e minas	0	−2	−5	−10	−12
Fundações	0	−2	−7	−15	−25
Taludes	0	−5	−25	−50	−60

Tabela 3.5 — Classes de maciço pelo RMR e propriedades indicativas (BIENIAWSKI, 1989).

RMR	100 – 81	80 – 61	60 – 41	40 – 21	< 21
Classe	I	II	III	IV	V
Descrição	Muito bom	Bom	Razoável	Fraco	Muito fraco
Coesão do maciço (kPa)	> 400	300 – 400	200 – 300	100 – 200	< 100
Ângulo de atrito do maciço	> 45°	35° – 45°	25° – 35°	15° – 25°	< 15°

A coesão e o ângulo de atrito da Tabela 3.5 são indicativos, derivados de casos subterrâneos, e servem apenas para estudos conceituais. Da mesma forma, os tempos de autossustentação de vãos não suportados associados ao RMR referem-se a túneis e não devem ser transferidos para taludes, pois a geometria e os mecanismos são diferentes.

O ajuste de orientação para taludes da Tabela 3.4 é severo e pouco detalhado: um mesmo maciço pode passar da classe II para a classe IV apenas pela palavra “desfavorável”, sem que se defina objetivamente o que isso significa. Essa lacuna motivou o desenvolvimento do SMR, apresentado a seguir. Uma crítica adicional, apontada na literatura, é que o RQD e o espaçamento das juntas medem aspectos parecidos do fraturamento e podem atribuir peso duplicado a ele (BARTON, 1976).

3.3 Sistema SMR (*Slope Mass Rating*)

O SMR, proposto por Romana (1985), adapta o RMR a taludes substituindo o ajuste genérico de orientação por fatores que descrevem objetivamente a relação geométrica entre as descontinuidades e a face, além de um fator para o método de escavação:

$$SMR = RMR_b + (F_1 \cdot F_2 \cdot F_3) + F_4$$

- **F_1** depende do paralelismo entre a direção de mergulho da junta (α_j) e a da face (α_s). Varia de 1,0, quando são praticamente paralelas, a 0,15, quando diferem mais de 30°. Pode ser calculado por $F_1 = (1 - \text{sen}|\alpha_j - \alpha_s|)^2$.
- **F_2** depende do mergulho da junta (β_j) na ruptura planar e vale aproximadamente $\tan^2\beta_j$, entre 0,15 e 1,0. Para tombamento, $F_2 = 1{,}0$.
- **F_3** reflete a relação entre o mergulho da junta e o da face (β_s). Na ruptura planar, a situação mais desfavorável ocorre quando a junta mergulha um pouco menos que a face e, portanto, aflora nela.
- **F_4** é um ajuste positivo ou negativo conforme o método de escavação.

Tabela 3.6 — Fatores de ajuste do SMR (ROMANA, 1985).

Caso	Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
P: $\lvert\alpha_j - \alpha_s\rvert$; T: $\lvert\alpha_j - \alpha_s - 180°\rvert$	> 30°	30° – 20°	20° – 10°	10° – 5°	< 5°
F_1	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
P: $\lvert\beta_j\rvert$	< 20°	20° – 30°	30° – 35°	35° – 45°	> 45°
F_2 (P)	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
F_2 (T)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
P: $\beta_j - \beta_s$	> 10°	10° – 0°	0°	0° – (−10°)	< −10°
T: $\beta_j + \beta_s$	< 110°	110° – 120°	> 120°	—	—
F_3	0	−6	−25	−50	−60

P = ruptura planar; T = tombamento.

Tabela 3.7 — Fator F_4 do SMR, função do método de escavação (ROMANA, 1985).

Método	Talude natural	Pré-corte	Detonação suave (*smooth blasting*)	Detonação normal ou escavação mecânica	Detonação deficiente
F_4	+15	+10	+8	0	−8

O SMR é interpretado com as mesmas classes da Tabela 3.5. Romana associou a cada classe uma expectativa de estabilidade e de tipo de tratamento, mas essas associações devem ser vistas como orientação preliminar. O SMR é calculado para cada família de juntas e para cada orientação de face; o menor valor governa.

Aprofundamento — Exemplo 3.2: RMR, ajuste de taludes e SMR
Uma bancada em granito apresenta: σ_c = 120 MPa (peso 12); RQD = 70% (13); espaçamento médio de 0,40 m (10); juntas pouco rugosas, abertura < 1 mm, paredes duras (25); face úmida (10). Portanto, RMR_b = 12 + 13 + 10 + 25 + 10 = **70** (classe II).
A família principal tem orientação 150/40 e a face, 160/60.
Ajuste de Bieniawski. A família mergulha para fora da face e aflora nela: a orientação seria classificada como "desfavorável", com ajuste −50. RMR = 70 − 50 = **20**, classe V. O resultado é muito sensível a uma escolha qualitativa.
SMR. $|\alpha_j - \alpha_s| = 10°$: $F_1 = (1 - \text{sen } 10°)^2 = 0{,}68$. Com $\beta_j = 40°$: $F_2 = \tan^2 40° = 0{,}70$. Como $\beta_j - \beta_s = 40° - 60° = -20°$ (< −10°): $F_3 = -60$. Admitindo pré-corte na face final: $F_4 = +10$.
SMR = 70 + (0,68 × 0,70 × −60) + 10 = 70 − 28,6 + 10 ≈ **51** (classe III).
O SMR indica um maciço razoável, em que a família 150/40 merece análise cinemática e de equilíbrio limite (Capítulos 10 e 11). Repare também que, sem o pré-corte ($F_4 = 0$), o SMR cairia para cerca de 41, no limite entre as classes III e IV: a qualidade do desmonte entra explicitamente na avaliação.

3.4 Sistema Q

O sistema Q, proposto por Barton, Lien e Lunde (1974) a partir de casos de túneis, combina seis parâmetros em três quocientes:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

- **RQD/J_n** representa a estrutura do maciço e dá uma medida grosseira do tamanho dos blocos; J_n é o índice do número de famílias de juntas.
- **J_r/J_a** representa a resistência ao cisalhamento entre blocos: cresce com a rugosidade (J_r) e diminui com a alteração e o preenchimento das juntas (J_a). O valor de arctan(J_r/J_a) é uma aproximação grosseira do ângulo de atrito entre blocos.
- **J_w/SRF** representa as "tensões ativas": o efeito da água (J_w) e o fator de redução de tensões (SRF), que considera zonas de fraqueza, tensões elevadas em rocha competente ou deformações em rocha branda.

O índice Q varia, em escala logarítmica, de cerca de 0,001 a 1.000. Quando o RQD for inferior a 10, adota-se o valor nominal 10 no cálculo; intervalos de 5 no RQD têm precisão suficiente. As Tabelas 3.8 a 3.12 resumem os valores dos parâmetros.

Tabela 3.8 — Índice do número de famílias de juntas, J_n (BARTON; LIEN; LUNDE, 1974).

Condição	J_n
Maciço compacto, nenhuma ou poucas juntas	0,5 – 1,0
Uma família	2
Uma família mais juntas esparsas	3
Duas famílias	4
Duas famílias mais juntas esparsas	6
Três famílias	9
Três famílias mais juntas esparsas	12
Quatro ou mais famílias, maciço muito fraturado	15
Rocha esmagada, aspecto terroso	20

Tabela 3.9 — Índice de rugosidade das juntas, J_r (BARTON; LIEN; LUNDE, 1974).

Condição	J_r
Contato entre as paredes, ou contato antes de 10 cm de cisalhamento:	
Juntas descontínuas	4
Rugosas ou irregulares, onduladas	3
Lisas, onduladas	2
Polidas (estriadas), onduladas	1,5
Rugosas ou irregulares, planas	1,5
Lisas, planas	1,0
Polidas (estriadas), planas	0,5
Sem contato entre as paredes após cisalhamento:	
Zona com argila espessa o suficiente para impedir o contato	1,0
Zona arenosa, cascalhenta ou esmagada que impede o contato	1,0

Nota: somar 1,0 se o espaçamento médio da família mais relevante for maior que 3 m.

Tabela 3.10 — Índice de alteração das juntas, J_a, e ângulo de atrito residual aproximado (BARTON; LIEN; LUNDE, 1974).

Condição	J_a	ϕ_r aprox.
Contato entre as paredes:		
Paredes duras, seladas, preenchimento impermeável (quartzo, epidoto)	0,75	—
Paredes sãs, apenas manchadas	1,0	25° – 35°
Paredes levemente alteradas, partículas arenosas sem argila	2,0	25° – 30°
Revestimento siltoso ou areno-argiloso, pouca argila	3,0	20° – 25°
Revestimento de minerais brandos (caulinita, mica, clorita, talco, grafita)	4,0	8° – 16°
Contato antes de 10 cm de cisalhamento:		
Partículas arenosas, rocha desagregada sem argila	4,0	25° – 30°
Preenchimento argiloso sobreconsolidado, contínuo, < 5 mm	6,0	16° – 24°
Preenchimento argiloso subconsolidado, contínuo, < 5 mm	8,0	12° – 16°
Preenchimento de argila expansiva (montmorilonita), contínuo, < 5 mm	8,0 – 12,0	6° – 12°
Sem contato entre as paredes:		
Zonas de rocha esmagada com argila	6, 8 ou 8 – 12	6° – 24°
Zonas siltosas ou areno-argilosas, pouca argila	5,0	—
Zonas contínuas e espessas de argila	10, 13 ou 13 – 20	6° – 24°

Tabela 3.11 — Fator de redução pela água, J_w (BARTON; LIEN; LUNDE, 1974).

Condição	Pressão aprox. (MPa)	J_w
Escavação seca ou fluxo localizado pequeno	< 0,1	1,0
Fluxo ou pressão médios, lavagem ocasional do preenchimento	0,1 – 0,25	0,66
Fluxo ou pressão elevados em rocha competente com juntas sem preenchimento	0,25 – 1,0	0,5
Fluxo ou pressão elevados, lavagem considerável do preenchimento	0,25 – 1,0	0,33
Fluxo excepcional após detonação, decaindo com o tempo	> 1,0	0,2 – 0,1
Fluxo excepcional contínuo, sem decaimento	> 1,0	0,1 – 0,05

Tabela 3.12 — Fator de redução de tensões, SRF — valores principais (BARTON; LIEN; LUNDE, 1974).

Condição	SRF
Zonas de fraqueza interceptando a escavação:	
Múltiplas zonas com argila ou rocha decomposta; maciço muito descomprimido	10
Zona única com argila ou rocha decomposta (profundidade ≤ 50 m)	5
Zona única com argila ou rocha decomposta (profundidade > 50 m)	2,5
Múltiplas zonas de cisalhamento em rocha competente, sem argila	7,5
Juntas abertas, rocha muito fraturada e descomprimida	5
Rocha competente (σ_c/σ_1):	
Tensões baixas, próximo à superfície (> 200)	2,5
Tensões médias (200 – 10)	1,0
Tensões altas, estrutura fechada (10 – 5)	0,5 – 2
Explosões de rocha moderadas a intensas (< 5)	5 – 20
Rocha branda (deformação plástica ou expansão):	
Pressão de rocha esmagada moderada a elevada	5 – 20
Pressão de expansão moderada a elevada	5 – 15

No contexto subterrâneo, o valor de Q é combinado com a dimensão equivalente da escavação, D_e = vão/ESR, em que ESR (*excavation support ratio*) depende da finalidade da obra, para escolher a categoria de suporte em um ábaco (Figura 3.2). O vão máximo sem suporte pode ser estimado por $V_{máx} = 2 \cdot ESR \cdot Q^{0,4}$. Essas relações são específicas de escavações subterrâneas.

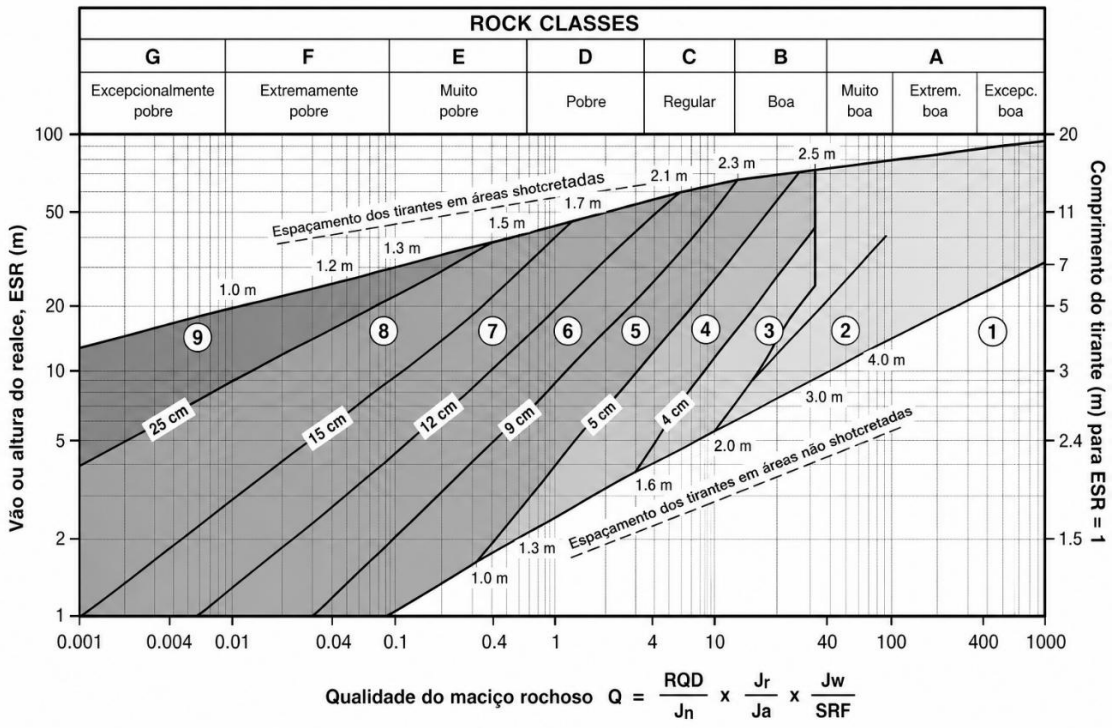


Figura 3.2 — Categorias de suporte do sistema Q para escavações subterrâneas (com base em Grimstad e Barton, 1993; Hoek, 2000). Reproduzida para referência; não se aplica diretamente a taludes.

O sistema Q **não pode ser convertido diretamente** em um critério de estabilidade de taludes. Em taludes, as tensões são baixas (SRF tende a 2,5 em rocha competente próxima à superfície), a gravidade atua de modo diferente e a orientação das juntas — que o Q não considera explicitamente — é frequentemente o fator decisivo. Bar e Barton (2017) propuseram uma adaptação denominada Q-slope, que introduz um fator de orientação e relaciona o índice ao ângulo de talude estável; trata-se de ferramenta recente, cuja base de casos ainda deve ser considerada ao aplicá-la.

Aprofundamento — Exemplo 3.3: cálculo de Q e comparação com o RMR
Para RQD = 70, três famílias (J_n = 9), juntas lisas e onduladas (J_r = 2), paredes levemente alteradas (J_a = 2), fluxo médio (J_w = 0,66) e zona única de rocha decomposta em profundidade (SRF = 2,5):
Q = (70/9) × (2/2) × (0,66/2,5) = 7,78 × 1,0 × 0,264 ≈ **2,05** (maciço fraco).
A correlação empírica RMR ≈ 9 ln Q + 44 (BIENIAWSKI, 1989) fornece RMR ≈ 9 × 0,72 + 44 ≈ 50. A correlação apresenta grande dispersão e só deve ser usada como verificação de coerência, nunca para substituir a determinação direta de um dos índices.

3.5 Índice GSI (*Geological Strength Index*)

O GSI, introduzido por Hoek e aperfeiçoado por Marinos e Hoek (2000), foi concebido especificamente para estimar parâmetros de resistência e deformabilidade do maciço pelo critério de Hoek-Brown (Capítulo 4). Diferentemente do RMR, o GSI **não inclui** a resistência da rocha intacta, a água nem a orientação das juntas: esses fatores entram separadamente na análise. O índice é estimado em um ábaco que cruza duas descrições visuais:

- a **estrutura do maciço**, de “intacto ou maciço” a “desintegrado”, passando por blocos, muito blocos e blocos perturbados por dobramento ou falhamento;
- a **condição das superfícies** das descontinuidades, de “muito boa” (rugosas, sãs) a “muito pobre” (estriadas, com preenchimento argiloso mole).

O GSI varia de cerca de 10 a 100 e costuma ser reportado como faixa (por exemplo, 50–60), reconhecendo a incerteza da estimativa. Para maciços de qualidade razoável a boa, pode ser

estimado a partir do RMR de 1989 calculado com o peso de água igual a 15 (seco) e sem ajuste de orientação: GSI ≈ RMR'_{89} − 5, relação aplicável apenas para valores acima de cerca de 23 (HOEK; BROWN, 1997).

Na prática — qual classificação usar?

- **RQD**: descreve o fraturamento em testemunhos; sempre registrar, mas nunca usar isoladamente.
- **RMR_{89}**: linguagem comum para descrever domínios geotécnicos e comparar setores da mina.
- **SMR**: avaliação preliminar de bancadas e taludes controlados por estruturas.
- **Q**: dimensionamento empírico de suporte subterrâneo; em taludes, apenas como descritor complementar.
- **GSI**: entrada do critério de Hoek-Brown para taludes inter-rampa e globais em maciços fraturados.

Qualquer que seja o sistema, informe a edição adotada, os dados de entrada e o domínio a que o valor se refere.

4 Tensões in situ e resistência do maciço

4.1 Estado de tensões natural

As tensões naturais (ou virgens) existentes no maciço antes da escavação dependem do peso das camadas sobrejacentes, da história tectônica, da topografia, da erosão e de efeitos térmicos. A escavação de uma cava modifica esse equilíbrio inicial: remove confinamento, provoca alívio de tensões nas faces e concentra tensões junto ao pé dos taludes.

4.1.1 Tensão vertical

Em um maciço de topografia plana e camadas horizontais, a tensão vertical gravitacional a uma profundidade z é o peso da coluna de rocha sobrejacente:

$$\sigma_v = \gamma z \qquad \text{ou, para camadas de espessura } h_i\text{:} \quad \sigma_v = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i \, h_i$$

Com $\gamma \approx 27$ kN/m^3, a tensão vertical cresce cerca de 0,027 MPa por metro. A Figura 4.1 mostra que as medições compiladas por Hoek e Brown (1980) seguem essa tendência, com dispersão, especialmente acima de 1.000 m. Em profundidades menores que 500 m, a dispersão reflete limitações das medições e influências geológicas e topográficas locais. O valor de 27 kN/m^3 é uma média: o peso específico deve ser medido para a rocha em estudo.

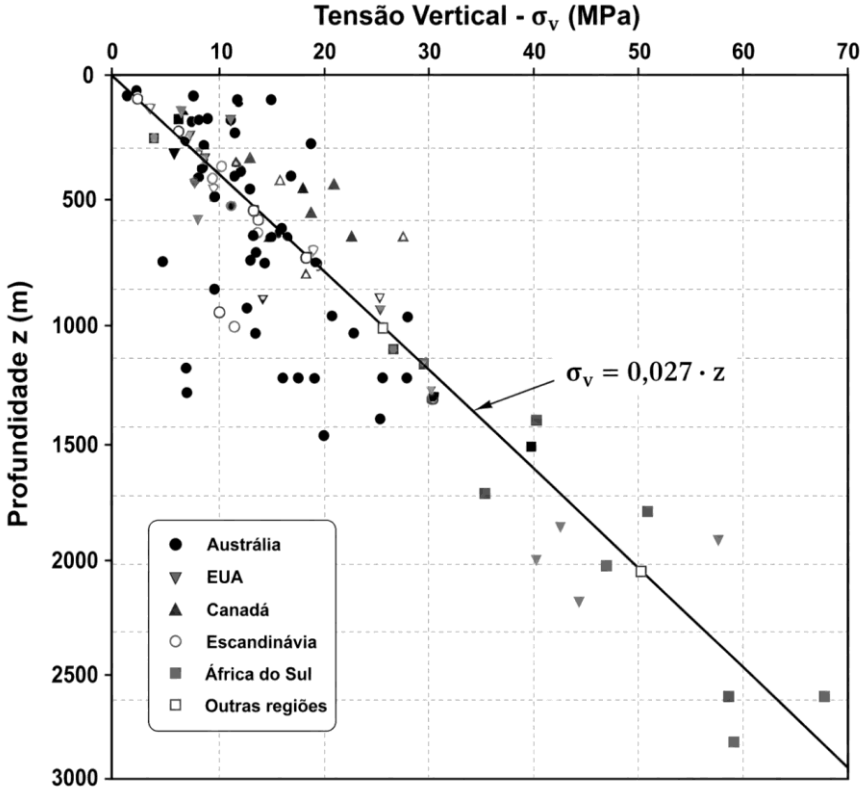


Figura 4.1 — Variação da tensão vertical com a profundidade (Hoek e Brown, 1980).

4.1.2 Tensão horizontal

A tensão horizontal **não pode** ser inferida, em geral, como uma fração fixa da vertical. A relação elástica idealizada de Terzaghi e Richart (1952), $\sigma_h = \sigma_v \cdot \nu/(1-\nu)$, raramente descreve as tensões medidas em profundidades de interesse da engenharia (BRADY; BROWN, 2004). A razão entre a tensão horizontal média e a vertical, $k = \sigma_h/\sigma_v$, apresenta grande dispersão e, até cerca de 1.500 m, é

frequentemente maior que 1 (Figura 4.2). Em profundidades rasas — justamente a faixa das minas a céu aberto —, valores de k entre 1 e 3 são comuns.

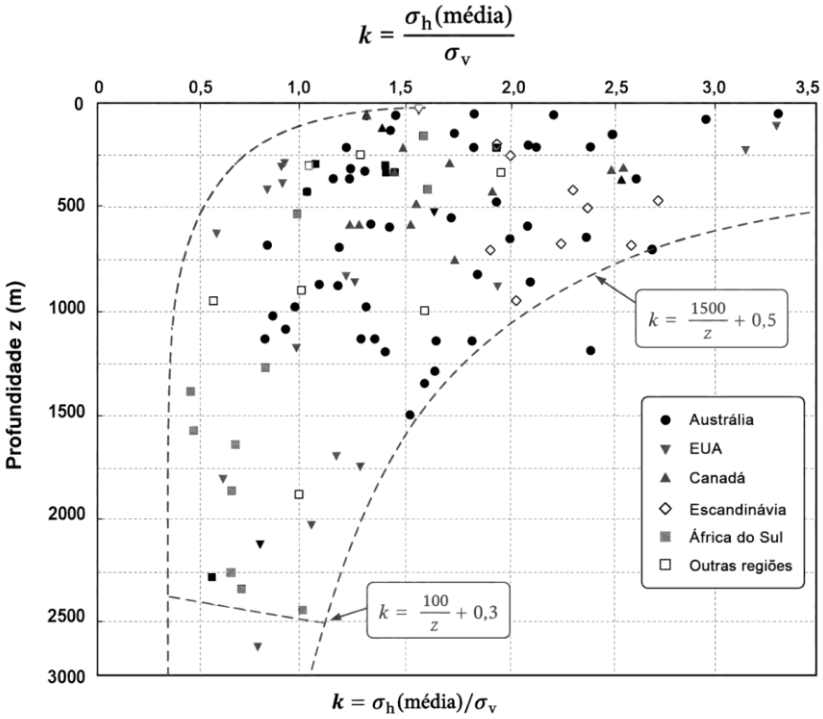


Figura 4.2 — Variação de k com a profundidade (Hoek e Brown, 1980).

Sheorey (1994) propôs um modelo que relaciona k à profundidade z (m) e ao módulo de deformabilidade horizontal E_h (GPa), ilustrado na Figura 4.3:

$$k = 0{,}25 + 7E_h\left(0{,}001 + \frac{1}{z}\right)$$

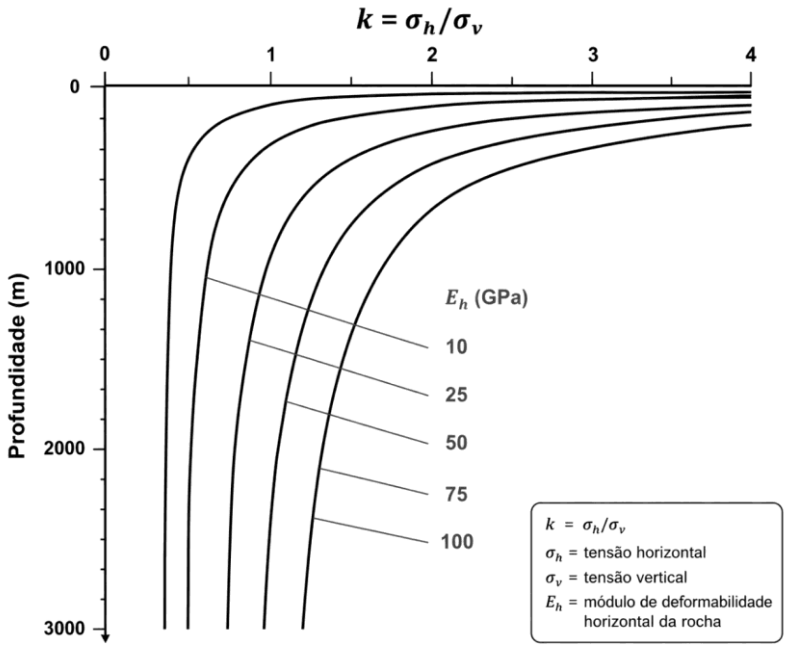


Figura 4.3 — Variação de k com a profundidade e o módulo de deformabilidade (Sheorey, 1994).

Essas relações fornecem estimativas para estudos preliminares. Em projetos de grande porte, o estado de tensões deve ser medido (sobrecarregamento, fraturamento hidráulico, sobrefuração) ou retroanalisado a partir do comportamento observado.

Aprofundamento — Exemplo 4.1: tensões no fundo de uma cava
Estimar as tensões a 300 m de profundidade, com $\gamma = 27$ kN/m^3 e $E_h = 40$ GPa.
$\sigma_v = 27 \times 300 = 8.100$ kPa $= 8{,}1$ MPa.
$k = 0{,}25 + 7 \times 40 \times (0{,}001 + 1/300) = 0{,}25 + 280 \times 0{,}00433 \approx 1{,}46$.
$\sigma_h \approx 1{,}46 \times 8{,}1 \approx 11{,}9$ MPa. A tensão horizontal é a principal maior, situação comum em profundidades rasas.

4.2 Tensões em taludes de mina

Diferentemente de uma galeria profunda, um talude de cava está próximo da superfície livre e as tensões são, em geral, baixas em relação à resistência da rocha intacta. Isso tem três consequências práticas:

- **as descontinuidades governam**: com tensão normal baixa, as juntas estão pouco confinadas e a ruptura tende a ocorrer ao longo delas, não através da rocha;
- **o alívio de tensões abre juntas**: a remoção do material da cava descomprime as faces, abre juntas subparalelas à superfície e aumenta a permeabilidade próxima à face;
- **o pé concentra tensões**: em cavas profundas, sobretudo com tensões horizontais elevadas, o pé do talude global pode sofrer concentração de tensões suficiente para fraturar a rocha e iniciar mecanismos de ruptura progressiva.

Em taludes muito altos, ou em rochas brandas, a ruptura através do maciço torna-se possível, e é preciso estimar a resistência do maciço como um todo — o tema da próxima seção.

4.3 Critérios de resistência

4.3.1 Mohr-Coulomb

O critério de Mohr-Coulomb, já apresentado para descontinuidades (Seção 2.4), também é usado para a rocha intacta e para o maciço, escrito em tensões principais:

$$\sigma_1 = \sigma_c + \sigma_3 \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} \qquad \text{com} \qquad \sigma_c = \frac{2c\cos\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi}$$

Sua principal vantagem é a simplicidade: os parâmetros c e ϕ são diretamente utilizados nos métodos de equilíbrio limite. A limitação é a linearidade: rochas e maciços apresentam envoltórias curvas, e um único par (c, ϕ) só é válido em uma faixa limitada de tensões.

4.3.2 Hoek-Brown generalizado

O critério de Hoek-Brown é empírico e não linear, e foi desenvolvido para maciços fraturados que se comportam de forma aproximadamente isotrópica. Na versão generalizada (HOEK; CARRANZA-TORRES; CORKUM, 2002):

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci}\left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s\right)^a$$

em que σ_{ci} é a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta e m_b, s e a são parâmetros do maciço, obtidos a partir do GSI, da constante m_i da rocha intacta e do fator de perturbação D:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \qquad s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \qquad a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$$

A constante m_i depende do tipo de rocha (valores típicos: cerca de 4 a 7 para argilitos e siltitos, 17 a 25 para arenitos e mármores, 25 a 33 para granitos e gnaisses). O fator D varia de 0, para maciços não perturbados, a 1, para maciços muito perturbados. Para taludes de grandes minas a céu aberto, sujeitos a detonações de produção de grande porte e ao alívio de tensões, Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002) indicam D = 1,0; desmonte cuidadoso ou escavação mecânica em rocha branda justificam valores menores, como 0,7. A escolha de D tem grande efeito sobre os resultados e deve ser justificada.

Do critério derivam também a resistência à compressão uniaxial do maciço, $\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \cdot s^a$, e o módulo de deformabilidade do maciço (para $\sigma_{ci} \leq 100$ MPa, com E_m em GPa):

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \; 10^{(GSI-10)/40}$$

O critério de Hoek-Brown **não se aplica** quando o comportamento é controlado por uma ou poucas descontinuidades persistentes: nesse caso, a análise deve considerar explicitamente a resistência dessas estruturas (Capítulos 10 e 11).

Aprofundamento — Exemplo 4.2: parâmetros de Hoek-Brown para um talude global
Granito com σ_{ci} = 80 MPa, m_i = 32 e GSI = 55.
Desmonte controlado (D = 0,7): $m_b = 32 \cdot \exp(-45/18{,}2) = 2{,}70$; $s = \exp(-45/6{,}9) = 0{,}0015$; $a = 0{,}504$. Resistência uniaxial do maciço: $\sigma_{cm} = 80 \times 0{,}0015^{0{,}504} \approx 3{,}0$ MPa. Módulo: $E_m = 0{,}65 \times 0{,}894 \times 10^{1{,}125} \approx 7{,}8$ GPa.
Desmonte de produção pesado (D = 1,0): $m_b = 1{,}29$; $s = 0{,}00055$; $\sigma_{cm} \approx 1{,}8$ MPa; $E_m \approx 6{,}0$ GPa.
Para σ'_3 = 1,0 MPa, a resistência σ'_1 cai de cerca de 15,8 MPa (D = 0,7) para 11,2 MPa (D = 1,0). Duas lições: a resistência do maciço é uma fração pequena da rocha intacta (3 MPa contra 80 MPa) e a qualidade do desmonte, representada por D, altera a resistência em cerca de 30%.

PARTE II — TALUDES DE MINERAÇÃO

O projeto de um talude resulta da relação entre geometria, propriedades do maciço, água, tensões e operação da mina. A análise geotécnica precisa considerar desde as condições locais de bancada até a estabilidade global da cava, sempre com identificação do mecanismo que pode governar a ruptura. Esta parte aplica os fundamentos da Parte I à realidade das minas a céu aberto.

5 Fundamentos e escalas dos taludes de mina

5.1 Conceito de talude

Talude é uma superfície inclinada que limita um maciço de solo, rocha ou material fragmentado. Em mineração, os taludes são formados principalmente pela escavação do terreno durante o avanço da lavra, pela construção de pilhas de estéril, barragens, acessos ou cortes em estradas.

De forma simples, um talude pode ser entendido como uma “parede inclinada” resultante da retirada ou disposição de material. Essa inclinação é necessária para permitir a escavação, o acesso aos equipamentos e a segurança da operação. Porém, se o talude for muito íngreme, muito alto, mal drenado ou formado por material fraturado e alterado, pode ocorrer instabilidade.

Em uma mina a céu aberto, os taludes aparecem nas bancadas da cava, nas rampas de acesso, nas pilhas de estéril e em cortes executados para implantação de estruturas de apoio. Esses taludes precisam ser projetados, construídos, inspecionados e monitorados, pois, sua ruptura pode causar acidentes, danos a equipamentos, paralisação da produção e perda de reservas minerais.

A estabilidade de um talude depende do equilíbrio entre as forças que tendem a manter o maciço em repouso e as forças que favorecem o seu movimento. Quando as forças resistentes são maiores que as forças que provocam o deslocamento, o talude permanece estável. Quando ocorre o contrário, podem surgir movimentos de massa, como queda de blocos, escorregamentos, tombamentos ou rupturas maiores.

Portanto, no contexto da mineração, o talude não deve ser visto apenas como uma superfície inclinada da cava. Ele é uma estrutura geotécnica fundamental para a segurança e para a continuidade da lavra.

5.2 Taludes naturais e taludes escavados

Os taludes podem ser classificados, de forma geral, em taludes naturais e taludes escavados. A diferença principal está na sua origem: os taludes naturais são formados por processos geológicos e geomorfológicos ao longo do tempo, enquanto os taludes escavados são produzidos pela ação humana, normalmente por cortes, desmontes, terraplenagem ou lavra mineral.

Os taludes naturais são aqueles existentes na paisagem antes da intervenção direta do homem. Eles ocorrem em encostas, morros, vales, margens de rios, serras e escarpas rochosas. Sua forma depende da ação combinada de vários processos naturais, como intemperismo, erosão, transporte de sedimentos, estrutura geológica, tipo de rocha, vegetação, clima e ação da água.

Em áreas de mineração, os taludes naturais podem estar presentes no entorno da mina, em encostas próximas à cava, em áreas de acesso, nas proximidades de pilhas de estéril, barragens, vias internas e instalações industriais. Mesmo não sendo diretamente escavados, eles também podem representar risco quando apresentam trincas, blocos soltos, erosão, surgência de água ou sinais de movimentação.

Os taludes escavados, por sua vez, são formados pela retirada de material do terreno. Em mineração, eles são muito comuns em cavas a céu aberto, cortes de estrada, rampas de acesso, bancadas, canais de drenagem e áreas de implantação de estruturas. Esses taludes são projetados com determinada altura, inclinação e geometria, de acordo com as características do maciço e as necessidades operacionais da lavra.

Em uma mina a céu aberto, os taludes escavados são formados progressivamente à medida que a lavra avança. Cada bancada criada na cava possui uma face inclinada, uma crista, um pé e, normalmente, uma berma. O conjunto dessas bancadas forma o talude final ou o talude operacional da cava.

A estabilidade dos taludes escavados depende diretamente da qualidade do projeto e da execução da escavação. Se a inclinação for muito elevada, se o desmonte provocar excesso de fraturamento, se houver presença de água ou se as descontinuidades estiverem mal orientadas em relação à face do talude, podem ocorrer quedas de blocos, escorregamentos planares, rupturas em cunha, tombamentos ou rupturas globais.

Uma diferença importante é que os taludes naturais geralmente se formaram ao longo de muitos anos, ajustando-se lentamente às condições do ambiente. Já os taludes escavados são criados em um curto intervalo de tempo, podendo alterar rapidamente o equilíbrio natural do maciço. Por isso, taludes escavados exigem maior controle geométrico, inspeção frequente, drenagem adequada e monitoramento.

Tabela 5.1 — Classificação de taludes segundo sua origem.

Tipo de talude	Origem	Exemplos	Principais cuidados
Talude natural	Formado por processos naturais	Encostas, serras, margens de rios, escarpas	Observar erosão, trincas, blocos soltos e água
Talude escavado	Formado por intervenção humana	Bancadas de cava, cortes de estrada, rampas, canais	Controlar geometria, desmonte, drenagem e estabilidade

No contexto da mineração, os taludes escavados merecem atenção especial porque sua geometria é definida pela operação. A altura das bancadas, o ângulo das faces, a largura das bermas e a sequência de lavra influenciam diretamente a estabilidade. Assim, a segurança do talude depende tanto das condições naturais do maciço quanto das decisões tomadas durante o planejamento e a execução da lavra.

5.3 Taludes em minas a céu aberto

Em minas a céu aberto, os taludes são estruturas fundamentais para permitir o acesso ao corpo mineralizado e garantir a continuidade da lavra com segurança. Eles são formados pela escavação progressiva do terreno, à medida que o minério e o estéril são removidos. Diferentemente de um simples corte no terreno, o talude de uma mina a céu aberto faz parte do projeto geométrico da cava e influencia diretamente a segurança, a produtividade e o aproveitamento econômico da jazida.

A cava de uma mina a céu aberto é composta por uma sequência de bancadas, rampas, bermas, acessos e áreas operacionais. Cada bancada possui uma face inclinada, chamada de face do talude, limitada superiormente pela crista e inferiormente pelo pé do talude. Entre uma bancada e outra, normalmente são deixadas bermas, que funcionam como plataformas de segurança, acesso, retenção de blocos e drenagem.

De forma simplificada, os taludes em minas a céu aberto podem ser observados em três escalas principais: talude de bancada, talude inter-rampa e talude global.

O talude de bancada corresponde à face individual de uma bancada. É a menor unidade geométrica do talude da cava. Sua estabilidade é muito influenciada pela qualidade do desmonte, pela presença de fraturas, pela orientação das descontinuidades e pela limpeza da face após a detonação.

O talude inter-rampa corresponde ao conjunto de várias bancadas entre duas rampas de acesso. Ele representa uma escala intermediária de análise e é importante porque uma instabilidade nessa região pode comprometer mais de uma bancada e afetar a circulação de equipamentos na cava.

O talude global corresponde ao conjunto total do talude da cava, desde a parte superior até os níveis mais profundos da mina. A instabilidade global é a mais crítica, pois pode envolver grandes volumes de material, comprometer acessos, soterrar equipamentos, interromper a produção e até inviabilizar setores da lavra.

Em minas a céu aberto, os taludes precisam ser projetados considerando diversos fatores, como a resistência da rocha, o grau de alteração do maciço, a presença de falhas e fraturas, a ação da água, a profundidade da cava, os efeitos das detonações e a circulação de equipamentos. A geometria adotada para os taludes deve buscar equilíbrio entre segurança e economia. Taludes mais inclinados reduzem a quantidade de estéril a ser removida, mas podem aumentar o risco de ruptura. Taludes mais suaves tendem a ser mais seguros, porém exigem maior remoção de material e podem aumentar o custo da lavra.

Outro ponto importante é que os taludes de uma mina a céu aberto mudam com o avanço da operação. Durante a lavra, podem existir taludes temporários, utilizados apenas em determinadas etapas da operação, e taludes finais, que permanecerão após o encerramento da escavação naquela região. Os taludes temporários podem ter função operacional, enquanto os taludes finais exigem maior controle, pois representam a configuração definitiva da cava.

A estabilidade dos taludes em minas a céu aberto também está diretamente relacionada ao desmonte de rochas. Um plano de fogo mal executado pode gerar sobrequebra, fraturamento excessivo, blocos soltos e danos ao maciço remanescente. Esses efeitos reduzem a qualidade da face escavada e podem aumentar o risco de queda de blocos e rupturas localizadas. Por isso, em taludes finais ou em regiões sensíveis, podem ser utilizados métodos de desmonte controlado, como pré-corte e detonação amortecida.

A água também exerce papel crítico. A infiltração, a surgência de água nas faces, a drenagem inadequada das bermas e o acúmulo de água no fundo da cava podem reduzir a estabilidade dos taludes. Por esse motivo, sistemas de drenagem superficial e subterrânea são elementos essenciais no controle geotécnico de minas a céu aberto.

Do ponto de vista operacional, a estabilidade dos taludes deve ser acompanhada continuamente. Técnicos, operadores e equipes de supervisão devem observar sinais de instabilidade, como trincas na crista, queda de blocos, abertura de fraturas, surgência de água, deformações em rampas, erosão em bermas e acúmulo de material no pé do talude. A identificação precoce desses sinais permite a adoção de medidas preventivas, como isolamento da área, limpeza de bermas, retaludamento, drenagem, monitoramento ou alteração da sequência de lavra.

5.4 Diferença entre talude de bancada, talude inter-rampa e talude global

Em minas a céu aberto, os taludes podem ser analisados em diferentes escalas. Essa divisão é importante porque nem toda instabilidade possui a mesma dimensão ou o mesmo impacto operacional. Uma queda de blocos em uma única bancada, por exemplo, é diferente de uma ruptura envolvendo várias bancadas ou uma grande porção da cava.

De forma geral, a estabilidade dos taludes em minas a céu aberto pode ser avaliada em três níveis principais: talude de bancada, talude inter-rampa e talude global.

O talude de bancada corresponde à face individual de uma bancada da mina. É a menor escala de análise do talude. Ele é limitado pela crista da bancada, na parte superior, e pelo pé da bancada, na

parte inferior. Entre as bancadas, normalmente existe uma berma, que funciona como área de segurança, retenção de blocos, drenagem e acesso operacional.

A estabilidade do talude de bancada é controlada principalmente pela condição local do maciço rochoso. Fraturas, falhas, planos de acamamento, foliações, alteração da rocha, presença de água e dano causado pelo desmonte influenciam diretamente essa escala. Problemas em taludes de bancada geralmente estão associados a quedas de blocos, rupturas planares pequenas, rupturas em cunha ou tombamentos localizados.

Em termos práticos, o talude de bancada é aquele que o técnico e o operador observam diretamente durante a rotina de mina. É nessa escala que aparecem blocos soltos, fraturas abertas, sobrequebra, material acumulado na berma e pequenos escorregamentos.

O talude inter-rampa corresponde ao conjunto de várias bancadas situadas entre duas rampas de acesso ou entre setores operacionais importantes da cava. Ele representa uma escala intermediária entre a bancada individual e o talude global da mina.

Enquanto o talude de bancada analisa uma face isolada, o talude inter-rampa avalia o comportamento combinado de várias bancadas. Por isso, uma instabilidade inter-rampa pode envolver maior volume de material e comprometer mais seriamente a operação, especialmente se atingir rampas, acessos, bermas de segurança ou áreas de circulação de equipamentos.

A estabilidade inter-rampa depende da geometria do conjunto de bancadas, da largura das bermas, da orientação das estruturas geológicas, da presença de água e da continuidade das descontinuidades ao longo de várias bancadas. Rupturas planares maiores, cunhas de grande porte e tombamentos envolvendo várias bancadas podem ocorrer nessa escala.

O talude global corresponde à escala mais ampla de análise. Ele envolve o comportamento de todo o talude da cava ou de um grande setor da mina, desde os níveis superiores até os níveis mais profundos. A ruptura global é a mais crítica, pois pode envolver grande volume de rocha ou solo, afetar várias bancadas simultaneamente, bloquear acessos principais e comprometer a continuidade da lavra.

A estabilidade global depende de fatores de grande escala, como profundidade da cava, geometria final do pit, resistência média do maciço, presença de grandes falhas, zonas de alteração, condições hidrogeológicas e distribuição das tensões no maciço. Em uma ruptura global, o problema não fica restrito a uma face de bancada; ele pode afetar uma parede inteira da cava.

Uma forma simples de diferenciar essas três escalas é observar o volume de material envolvido e o impacto operacional esperado.

Tabela 5.2 — Escalas de análise dos taludes em mina.

Escala de análise	O que representa	Problemas mais comuns	Impacto operacional
Talude de bancada	Face individual de uma bancada	Queda de blocos, pequenas cunhas, rupturas localizadas	Geralmente localizado
Talude inter-rampa	Conjunto de várias bancadas entre rampas ou setores da cava	Cunhas maiores, rupturas planares maiores, tombamentos envolvendo várias bancadas	Pode afetar acessos e setores da operação
Talude global	Parede completa da cava ou grande setor do pit	Ruptura de grande porte envolvendo muitas bancadas	Pode paralisar a lavra e comprometer a cava

Também é importante diferenciar os ângulos associados a cada escala.

O ângulo de face da bancada é o ângulo da face individual da bancada. Ele costuma ser mais íngreme, pois considera apenas uma face isolada.

O ângulo inter-rampa considera o conjunto de várias bancadas, incluindo as bermas entre elas, mas sem considerar as rampas principais da cava.

O ângulo global considera a inclinação geral de uma parede da cava, incluindo bancadas, bermas e, dependendo da análise, rampas e acessos. Por isso, o ângulo global normalmente é menor do que o ângulo da face da bancada.

A Figura 5.1 representa essa diferença de forma simplificada.

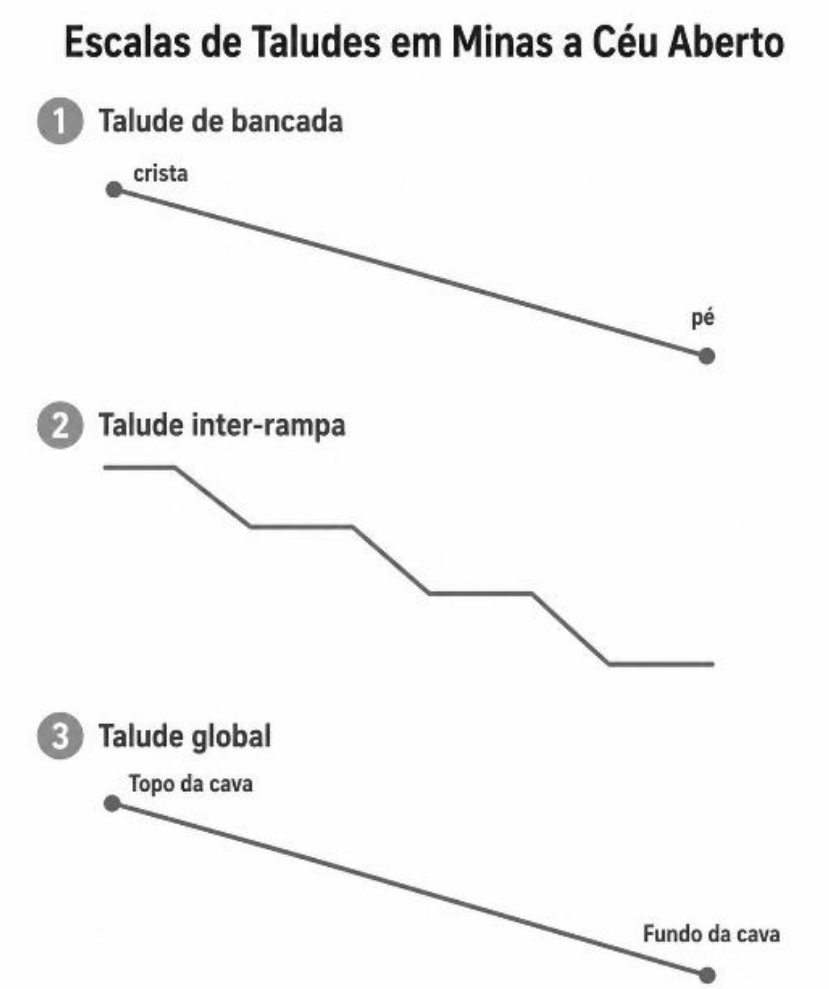


Figura 5.1 — Escalas de análise de taludes em minas a céu aberto: bancada, inter-rampa e global.

5.5 Consequências da instabilidade

A instabilidade de taludes em mineração pode gerar consequências graves para a segurança, para a produção, para os equipamentos e para o meio ambiente. Mesmo rupturas localizadas, como queda de blocos em uma bancada, podem causar acidentes e exigir a paralisação temporária de uma área da mina. Rupturas maiores, envolvendo várias bancadas ou uma parede da cava, podem comprometer acessos, soterrar equipamentos, interromper a lavra e exigir mudanças no planejamento da mina.

A principal consequência da instabilidade é o risco de acidentes com pessoas. Trabalhadores que atuam próximos ao pé do talude, em rampas, em praças de carregamento ou em áreas de manutenção podem ser atingidos por blocos, solo ou rocha deslocada. Por isso, qualquer sinal de

instabilidade, como trincas, queda de blocos, surgência de água ou deformações visíveis, deve ser comunicado imediatamente à supervisão.

Outra consequência importante é a perda de equipamentos. Escavadeiras, carregadeiras, caminhões, perfuratrizes e veículos de apoio podem ser atingidos ou soterrados por material proveniente de uma ruptura. Além do prejuízo financeiro, a perda de equipamentos pode reduzir a capacidade produtiva da mina e gerar atrasos na operação.

A instabilidade também pode causar interrupção da produção. Quando ocorre uma ruptura ou quando uma área apresenta risco geotécnico, a operação precisa ser paralisada até que a condição seja avaliada. Em alguns casos, é necessário interditar bancadas, rampas, praças de carregamento ou setores inteiros da cava. Essa paralisação afeta diretamente o ciclo de lavra, o transporte de minério e estéril e o cumprimento das metas de produção.

O soterramento de acessos é outra consequência crítica. Em minas a céu aberto, as rampas são essenciais para a circulação de caminhões, equipamentos e equipes. Se uma ruptura atingir uma rampa principal, o acesso a determinados níveis da cava pode ser bloqueado. Isso pode impedir o transporte de minério, dificultar o escoamento de água, limitar o acesso de equipes de manutenção e até comprometer rotas de emergência.

A instabilidade de taludes também provoca aumento de custos. Esses custos podem estar relacionados à remoção do material rompido, recuperação de acessos, reforço de taludes, implantação de drenagem, contratação de monitoramento adicional, manutenção de equipamentos danificados e paralisação da produção. Muitas vezes, o custo de corrigir uma instabilidade é muito maior do que o custo de prevenir o problema por meio de projeto adequado, inspeção, drenagem e controle operacional.

Em alguns casos, a instabilidade pode causar perda de reservas minerais. Quando uma área da cava se torna instável, pode ser necessário suavizar o talude, ampliar bermas, alterar rampas ou deixar parte do minério sem lavrar para garantir a segurança. Isso reduz a recuperação da jazida e pode afetar o resultado econômico do empreendimento.

Também podem ocorrer danos ambientais, principalmente quando a ruptura mobiliza grande volume de solo, rocha ou material estéril. O material deslocado pode atingir cursos d’água, áreas de vegetação, sistemas de drenagem, pilhas, barragens ou áreas externas à operação. Além disso, rupturas podem aumentar a geração de sedimentos, provocar erosão, assoreamento e alteração da qualidade da água.

Em resumo, a instabilidade de taludes não é apenas um problema geotécnico. Ela afeta diretamente a segurança das pessoas, a continuidade da lavra, os custos operacionais, a recuperação da jazida e o controle ambiental da mina.

6 Geometria e elementos construtivos do talude

Os taludes de uma mina a céu aberto são formados por diferentes elementos geométricos que precisam ser compreendidos para a leitura correta da cava, para a execução da lavra e para a avaliação básica das condições de estabilidade. Esses elementos definem a forma do talude, a posição das bancadas, a inclinação das faces, os acessos operacionais e as áreas de segurança.

Em mineração, a geometria do talude não é apenas uma questão de desenho da cava. Ela influencia diretamente a segurança, a produtividade, o volume de estéril removido, a recuperação da reserva mineral, a drenagem e a circulação dos equipamentos. Por isso, conceitos como crista, pé, berma, altura de bancada, ângulo de face, ângulo inter-rampa e ângulo global devem ser bem diferenciados. A Figura 6.1 identifica os principais elementos de uma sequência de bancadas.

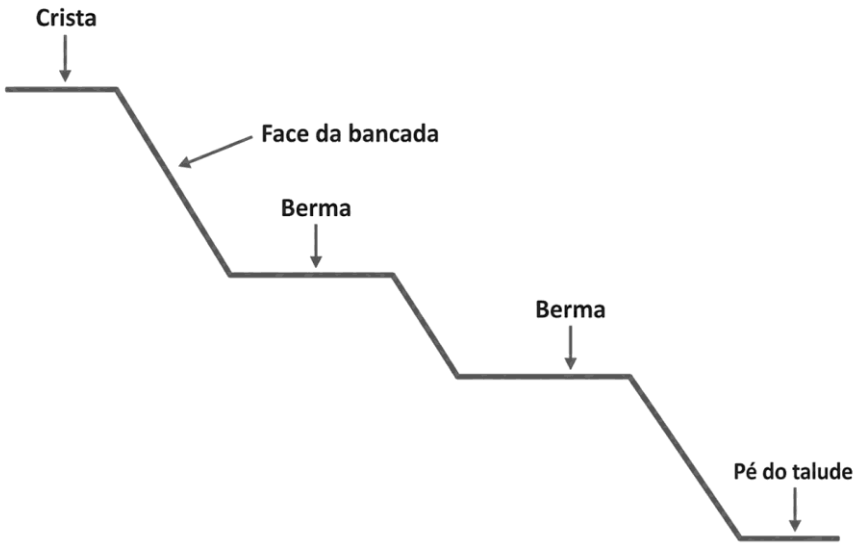


Figura 6.1 — Elementos geométricos de uma sequência de bancadas: crista, face, berma e pé do talude.

6.1 Crista do talude

A crista do talude é a parte superior de uma face inclinada. Em uma bancada de mina, corresponde à linha localizada no topo da face da bancada, onde se inicia a descida do talude.

A crista é uma região importante porque pode apresentar trincas, abatimentos, perda de material e sinais de movimentação do maciço. A presença de trincas próximas à crista pode indicar início de instabilidade, principalmente quando associada à presença de água, vibrações de desmonte ou tráfego de equipamentos pesados.

Em termos operacionais, deve-se evitar a circulação desnecessária de equipamentos muito próximos à crista, especialmente em áreas com sinais de fraturamento, erosão ou deformação.

6.2 Pé do talude

O pé do talude é a parte inferior de uma face inclinada. Em uma bancada, corresponde à linha onde a face do talude encontra a superfície inferior, como uma berma, uma praça de trabalho, uma rampa ou o fundo da cava.

O pé do talude é uma região crítica porque pode receber material desprendido da face, como blocos, solo ou fragmentos de rocha. Além disso, a escavação excessiva no pé pode remover o suporte natural do talude, favorecendo rupturas.

Em campo, o acúmulo de blocos no pé do talude pode indicar queda frequente de material da face. Esse é um sinal que deve ser observado durante inspeções operacionais.

6.3 Face da bancada

A face da bancada é a superfície inclinada exposta entre a crista e o pé de uma bancada. É a parede individual formada após a escavação ou o desmonte da rocha.

A face da bancada pode ser formada por rocha sã, rocha alterada, solo ou material fragmentado, dependendo das condições geológicas da mina. Sua estabilidade depende da inclinação adotada, da altura da bancada, da presença de fraturas, falhas, água, alteração e dos danos provocados pelo desmonte.

6.4 Berma

A berma é uma superfície aproximadamente horizontal deixada entre duas faces de bancada. Ela funciona como uma plataforma intermediária no talude da cava.

As bermas possuem funções importantes para a segurança e para a operação da mina. Elas ajudam a reter blocos que se desprendem das faces superiores, permitem acesso para inspeção e limpeza, auxiliam na drenagem superficial e contribuem para reduzir o ângulo geral do talude.

Uma berma mal dimensionada, estreita, erodida ou obstruída por material pode perder sua função de segurança. Quando a berma fica cheia de blocos e fragmentos, sua capacidade de retenção é reduzida, aumentando o risco de material atingir níveis inferiores da cava.

6.5 Altura de bancada

A altura de bancada é a distância vertical entre o piso superior e o piso inferior de uma bancada. Em outras palavras, representa a altura da face escavada entre a crista e o pé.

A altura da bancada é definida em função de fatores como tipo de equipamento de perfuração, método de desmonte, porte dos equipamentos de carregamento, controle geotécnico, seletividade da lavra e características do maciço rochoso.

Bancadas muito altas podem aumentar o volume de material envolvido em uma eventual ruptura e dificultar a limpeza da face. Por outro lado, bancadas muito baixas podem aumentar o número de níveis da cava e reduzir a eficiência operacional.

6.6 Ângulo de face da bancada

O ângulo de face da bancada é o ângulo formado entre a face inclinada da bancada e a horizontal. Ele representa a inclinação da face individual de uma bancada.

Esse ângulo costuma ser mais íngreme do que o ângulo inter-rampa e o ângulo global, pois considera apenas uma face isolada, sem incluir as bermas e rampas. Sua definição depende da qualidade do maciço, das descontinuidades, do tipo de rocha, do método de desmonte e do nível de segurança exigido.

Quanto maior o ângulo de face da bancada, mais íngreme será a face. Isso pode reduzir a remoção de estéril, mas também pode aumentar o risco de queda de blocos e rupturas localizadas se o maciço não apresentar condições adequadas.

6.7 Ângulo inter-rampa

O ângulo inter-rampa é o ângulo médio formado por um conjunto de bancadas entre duas rampas de acesso ou entre limites operacionais importantes da cava. Ele considera as faces das bancadas e as bermas existentes entre elas, mas normalmente não inclui as rampas principais.

Esse ângulo representa uma escala intermediária de análise. Ele é mais amplo que o ângulo de face da bancada, mas mais restrito que o ângulo global da cava.

O ângulo inter-rampa é importante porque controla a estabilidade de setores formados por várias bancadas. Uma instabilidade nessa escala pode atingir mais de uma bancada, comprometer bermas, afetar acessos secundários e exigir mudanças na operação.

6.8 Ângulo global

O ângulo global é o ângulo geral do talude da cava, medido desde a região superior do talude até os níveis inferiores ou até o fundo da cava. Ele representa a inclinação média de uma parede completa da cava ou de um grande setor da mina.

O ângulo global normalmente é menor do que o ângulo de face da bancada, pois inclui bermas, rampas e outras interrupções da geometria. Ele é um parâmetro fundamental no projeto da cava, pois influencia diretamente o volume de estéril a ser removido, a recuperação da reserva, a segurança global da mina e o limite econômico da lavra.

Taludes globais mais íngremes podem reduzir a relação estéril-minério, mas aumentam a exigência geotécnica do projeto. Taludes globais mais suaves tendem a ser mais conservadores, porém podem aumentar o volume de material a ser removido.

Aprofundamento — relação entre os ângulos de bancada, inter-rampa e global

Para N bancadas de altura H, ângulo de face α e bermas de largura B, a distância horizontal ocupada pelo conjunto é a soma das projeções das faces e das bermas intermediárias. O ângulo inter-rampa θ_{IR} resulta de:

$$\tan\theta_{IR} = \frac{NH}{NH\cot\alpha + (N-1)B}$$

Exemplo 6.1. Cinco bancadas com H = 15 m, α = 70° e B = 8 m: tan θ_{IR} = 75/(75 × 0,364 + 4 × 8) = 75/59,3 = 1,265, ou seja, $\theta_{IR} \approx 51{,}7°$.

Se a parede tiver dez bancadas e uma das bermas for substituída por uma rampa de 30 m, o ângulo global será tan θ_G = 150/(150 × 0,364 + 8 × 8 + 30) = 150/148,6, ou seja, $\theta_G \approx 45{,}3°$. Uma única rampa reduz o ângulo global em cerca de 6° em relação ao inter-rampa — por isso a posição das rampas é uma variável de projeto geotécnico, e não apenas de acesso.

6.9 Largura de berma

A largura de berma é a distância horizontal entre o pé de uma bancada superior e a crista da bancada inferior. Essa largura define o espaço disponível entre duas faces consecutivas do talude.

A largura de berma é importante porque influencia a segurança contra queda de blocos, a drenagem, a manutenção e o acesso para inspeção. Bermas mais largas aumentam a capacidade de retenção de blocos e reduzem o ângulo geral do talude. Bermas muito estreitas podem não reter material desprendido das faces superiores e podem dificultar a circulação de equipamentos de manutenção.

A largura adequada da berma depende da altura da bancada, do tipo de rocha, da intensidade de fraturamento, do risco de queda de blocos, da qualidade do desmonte e dos critérios geotécnicos do projeto.

Aprofundamento — critério de Ritchie modificado
Uma regra empírica muito citada para a largura mínima de berma, associada à retenção de blocos, é o critério de Ritchie modificado (RYAN; PRYOR, 2000): $B_{mín} \approx 0{,}2\ H + 4{,}5$ m, em que H é a altura da bancada (ou da face que contribui com blocos para a berma). Para H = 15 m, $B_{mín} \approx 7{,}5$ m. Em bancadas duplas, o valor de H é a altura total da face dupla. A regra serve para estudos preliminares; o projeto deve verificar a largura efetivamente obtida após o desmonte e a perda de crista, além do volume de material que a berma precisa reter.

6.10 Rampa de acesso

A rampa de acesso é a via inclinada construída dentro da cava para permitir a circulação de caminhões, equipamentos de carregamento, perfuratrizes, veículos de apoio e equipes operacionais.

As rampas conectam diferentes níveis da mina e são essenciais para o transporte de minério e estéril. Sua geometria deve considerar largura, inclinação longitudinal, raio de curva, drenagem, condições de tráfego, segurança e tipo de equipamento utilizado.

Do ponto de vista da estabilidade de taludes, as rampas são importantes porque interrompem a continuidade das bancadas, alteram a geometria local do talude e podem ser afetadas por quedas de blocos ou rupturas. Uma rampa bloqueada por instabilidade pode comprometer o acesso a vários níveis da cava.

6.11 Fundo de cava

O fundo de cava é a região mais baixa da mina a céu aberto em determinado momento da lavra. Ele corresponde à base operacional da escavação, onde podem ocorrer atividades de carregamento, transporte, drenagem, bombeamento e avanço da lavra.

O fundo de cava pode mudar ao longo do tempo, à medida que a mina se aprofunda. Em muitos casos, ele funciona como ponto de concentração de água superficial e subterrânea, exigindo sistemas de drenagem, sumps e bombeamento.

Do ponto de vista geotécnico, o fundo de cava é importante porque está relacionado ao desenvolvimento dos taludes globais e à estabilidade das paredes da mina. À medida que a cava se aprofunda, os taludes se tornam mais altos, aumentando a necessidade de controle geotécnico, drenagem e monitoramento.

Conceito importante:

O aumento do ângulo do talude pode aumentar a recuperação de minério e reduzir o volume de estéril, mas também pode aumentar o risco de ruptura. Portanto, estabilidade de taludes sempre envolve equilíbrio entre segurança, produção e economia.

7 Condicionantes geológico-geotécnicos da estabilidade

A estabilidade de um talude depende de um conjunto de fatores que atuam de forma combinada. Em uma mina a céu aberto, um talude não se torna instável apenas por causa de uma única condição isolada. Normalmente, a instabilidade resulta da interação entre a geometria da escavação, as características do maciço rochoso, a presença de água, as descontinuidades geológicas, as vibrações provocadas pelo desmonte e as condições operacionais da lavra.

O objetivo desta unidade é apresentar os principais fatores que podem tornar um talude mais estável ou mais sujeito a rupturas. Para o técnico em mineração, é importante compreender esses fatores porque muitos sinais de instabilidade podem ser observados diretamente em campo, durante inspeções, atividades de perfuração, carregamento, transporte ou acompanhamento da lavra.

Entre os principais fatores que controlam a estabilidade dos taludes, destacam-se:

- Geometria do talude;
- Tipo e qualidade da rocha;
- Presença de descontinuidades;
- Ação da água;
- Vibrações geradas pelo desmonte;
- Condições operacionais da mina.

7.1 Geometria do talude

A geometria do talude é um dos principais fatores que controlam sua estabilidade. Ela corresponde à forma do talude, incluindo altura, inclinação, largura das bermas, orientação das bancadas, presença de rampas e profundidade da cava.

A estabilidade é influenciada principalmente por:

- Altura do talude;
- Inclinação da face;
- Largura das bermas;
- Orientação das bancadas;
- Presença de rampas;
- Avanço da lavra;
- Profundidade da cava.

A altura do talude influencia diretamente o volume de material que pode se movimentar em caso de ruptura. Taludes mais altos tendem a envolver maiores massas de solo ou rocha, aumentando os esforços atuantes no maciço. Por isso, quanto maior a altura da bancada, do talude inter-rampa ou do talude global, maior deve ser o cuidado com o projeto, a inspeção e o monitoramento.

A inclinação da face também é um fator fundamental. Faces muito íngremes podem reduzir o volume de estéril a ser removido e melhorar o aproveitamento econômico da cava, mas também podem aumentar o risco de queda de blocos, escorregamentos e rupturas localizadas. Por outro lado, taludes mais suaves tendem a ser mais estáveis, porém exigem maior remoção de material e podem aumentar os custos da lavra.

A largura das bermas interfere na segurança do talude porque as bermas funcionam como plataformas de retenção de blocos, acesso para inspeção e áreas de drenagem. Bermas estreitas, erodidas ou obstruídas por material desmontado perdem parte de sua função de proteção. Quando uma berma não consegue reter blocos provenientes das faces superiores, o material pode atingir bancadas inferiores, rampas ou áreas de operação.

A orientação das bancadas em relação às estruturas geológicas também é importante. Quando as faces da bancada são escavadas em direção desfavorável às fraturas, falhas, foliações ou planos de acamamento, pode haver maior risco de rupturas planares, rupturas em cunha ou tombamentos. Portanto, a estabilidade não depende apenas do ângulo do talude, mas também da relação entre a geometria da cava e a orientação das descontinuidades do maciço.

A presença de rampas altera a geometria geral da cava e pode criar regiões com concentração de tráfego, drenagem deficiente ou cortes locais mais críticos. As rampas são essenciais para a operação, mas precisam ser avaliadas com atenção porque sua interrupção por queda de blocos ou ruptura pode comprometer o acesso a vários níveis da mina.

O avanço da lavra também modifica continuamente a geometria dos taludes. À medida que a escavação progride, novas faces são expostas, bancadas são aprofundadas e o equilíbrio do maciço pode ser alterado. Por isso, um setor aparentemente estável em uma etapa da lavra pode se tornar crítico após o aprofundamento da cava ou após mudanças na sequência de escavação.

A profundidade da cava influencia a estabilidade porque, com o avanço em profundidade, os taludes se tornam mais altos e o controle geotécnico passa a ser mais importante. Em cavas profundas, uma instabilidade pode envolver várias bancadas, bloquear acessos, atingir equipamentos e afetar diretamente a continuidade da produção.

De forma geral, quanto mais alto e mais íngreme for o talude, maior tende a ser a solicitação sobre o maciço rochoso. Isso não significa que todo talude alto ou inclinado seja necessariamente instável, mas indica que ele exige maior controle de projeto, drenagem, inspeção, desmonte e monitoramento.

Assim, a geometria do talude deve sempre buscar equilíbrio entre segurança e economia. Taludes muito conservadores podem aumentar o volume de estéril e os custos de lavra. Taludes excessivamente íngremes podem reduzir custos no curto prazo, mas aumentar significativamente o risco de instabilidade, acidentes e paralisações operacionais.

7.2 Tipo de rocha

O tipo de rocha e seu estado de conservação influenciam diretamente a estabilidade dos taludes. Em geral, rochas mais resistentes, pouco alteradas e com menor grau de fraturamento tendem a formar taludes mais estáveis. Por outro lado, rochas alteradas, muito fraturadas, intemperizadas ou transformadas em material saprolítico apresentam menor resistência e exigem maior cuidado no projeto e na operação da mina.

A resistência da rocha está relacionada à sua capacidade de suportar esforços sem se romper ou se deformar excessivamente. Em um talude, essa resistência ajuda o maciço a se manter estável diante do peso próprio, das escavações, das vibrações do desmonte, da presença de água e das cargas operacionais próximas à crista.

Rochas sãs e resistentes, como alguns granitos, basaltos, quartzitos e gnaisses pouco alterados, podem permitir faces de bancada mais íngremes, desde que as descontinuidades geológicas não estejam em condição desfavorável. No entanto, é importante destacar que a resistência da rocha intacta não garante, sozinha, a estabilidade do talude. Mesmo uma rocha muito resistente pode apresentar instabilidade se estiver cortada por fraturas, falhas ou planos de fraqueza orientados na direção da cava.

Rochas alteradas, fraturadas ou muito intemperizadas tendem a apresentar menor estabilidade. A alteração reduz a resistência do material, aumenta a desagregação da rocha e pode favorecer a

infiltração de água. Nessas condições, a face do talude pode apresentar queda de blocos, erosão, ravinamento, escorregamentos localizados e perda progressiva de material.

Solos residuais e materiais saprolíticos exigem atenção especial. O saprólito é um material resultante da alteração intensa da rocha, mantendo parte da estrutura original, mas com comportamento mais próximo de solo do que de rocha sã. Como esses materiais geralmente possuem menor resistência, maior sensibilidade à água e maior tendência à erosão, os taludes devem ser mais suaves e bem drenados.

De forma geral, pode-se considerar que:

- Rochas sãs e resistentes tendem a formar taludes mais estáveis;
- Rochas alteradas, fraturadas ou muito intemperizadas tendem a apresentar menor estabilidade;
- Solos residuais e materiais saprolíticos exigem taludes mais suaves;
- A presença de descontinuidades pode reduzir significativamente a estabilidade, mesmo em rochas resistentes;
- A ação da água pode piorar o comportamento de rochas alteradas, solos e saprólitos.

Em campo, o técnico deve observar sinais como mudança de cor da rocha, presença de material desagregado, fraturas abertas, blocos soltos, zonas argilosas, umidade, surgência de água e erosão na face do talude. Esses indícios podem indicar redução da qualidade do maciço e aumento do risco de instabilidade.

Portanto, a estabilidade de um talude não depende apenas da inclinação adotada no projeto. Ela também depende da qualidade do material que forma o maciço. Taludes em rocha sã podem ter comportamento muito diferente de taludes em rocha alterada, solo residual ou saprólito, mesmo que apresentem a mesma altura e a mesma inclinação.

7.3 Descontinuidades

As descontinuidades representam um dos fatores mais importantes no controle da estabilidade de taludes em mineração. Em muitos casos, a estabilidade do talude não é controlada apenas pela resistência da rocha intacta, mas principalmente pela presença, orientação, espaçamento, persistência e condição das descontinuidades existentes no maciço rochoso.

Descontinuidades são planos ou superfícies de fraqueza que interrompem a continuidade da rocha. Elas podem ter origem geológica, tectônica, estrutural ou estar associadas ao processo de formação e deformação do maciço ao longo do tempo. Quando essas superfícies estão mal orientadas em relação à face do talude, podem favorecer escorregamentos, tombamentos, rupturas em cunha e quedas de blocos.

Entre os principais tipos de descontinuidades, destacam-se:

- Juntas;
- Fraturas;
- Falhas;
- Foliações;
- Xistosidades;
- Contatos geológicos;
- Planos de acamamento.

As juntas e fraturas são aberturas ou planos de separação no maciço rochoso. Elas podem dividir a rocha em blocos de diferentes tamanhos e formas. Quando essas fraturas estão abertas, preenchidas por material fraco ou associadas à presença de água, a estabilidade da face pode ser reduzida.

As falhas são descontinuidades ao longo das quais ocorreu deslocamento relativo entre blocos de rocha. Em taludes de mina, zonas de falha podem representar regiões críticas, pois frequentemente apresentam rocha triturada, alterada, argilosa ou com menor resistência. Além disso, podem funcionar como caminhos preferenciais para a circulação de água.

As foliações e xistosidades são estruturas planares comuns em rochas metamórficas. Elas representam uma orientação preferencial dos minerais ou da estrutura da rocha. Quando essas superfícies mergulham em direção à cava, podem funcionar como planos potenciais de escorregamento.

Os contatos geológicos são limites entre diferentes tipos de rocha ou entre unidades com características distintas. Esses contatos podem apresentar diferenças de resistência, alteração, permeabilidade e comportamento mecânico. Em alguns casos, o contato entre duas litologias pode atuar como uma superfície de fraqueza.

Os planos de acamamento são comuns em rochas sedimentares e correspondem às superfícies que separam camadas depositadas em diferentes momentos. Quando esses planos estão inclinados em direção à face do talude, podem favorecer rupturas planares, especialmente se estiverem associados à baixa resistência, alteração ou presença de água.

A orientação das descontinuidades em relação ao talude é um aspecto fundamental. Uma descontinuidade pode não representar grande risco se estiver orientada de forma favorável à estabilidade. No entanto, se o plano de fraqueza mergulhar para fora da face do talude, pode se tornar uma superfície potencial de escorregamento.

Por isso, mesmo uma rocha resistente pode apresentar instabilidade se estiver cortada por descontinuidades desfavoráveis. Um granito, quartzito ou basalto, por exemplo, pode ter alta resistência como rocha intacta, mas formar blocos instáveis se estiver intensamente fraturado ou se apresentar famílias de fraturas com orientação crítica.

Além da orientação, outras características das descontinuidades também devem ser observadas:

- Espaçamento, que indica a distância entre descontinuidades;
- Persistência, que representa a continuidade da descontinuidade ao longo da face;
- Abertura, que indica se a fratura está fechada ou aberta;
- Rugosidade, que influencia a resistência ao deslizamento;
- Preenchimento, como argila, óxidos ou material alterado;
- Alteração das paredes, que pode reduzir a resistência;
- Presença de água, que pode diminuir o atrito e aumentar a pressão nas fraturas.

Em campo, o técnico deve observar a presença de fraturas abertas, blocos destacados, superfícies lisas ou polidas, planos inclinados em direção à cava, zonas de falha, material argiloso nas fraturas e surgência de água. Esses elementos podem indicar maior risco de instabilidade e devem ser comunicados à equipe responsável pelo controle geotécnico.

As descontinuidades estão diretamente relacionadas aos principais tipos de ruptura em taludes rochosos. Rupturas planares podem ocorrer quando existe um plano de fraqueza mergulhando para fora da face do talude. Rupturas em cunha podem ocorrer quando duas famílias de descontinuidades se interceptam, formando um bloco que pode deslizar. Tombamentos podem ocorrer quando blocos delimitados por descontinuidades rotacionam para fora da face. Quedas de blocos também são comuns em maciços fraturados, especialmente após detonações, chuvas ou ciclos de alteração.

Portanto, a análise das descontinuidades é essencial para compreender o comportamento dos taludes em mineração. A estabilidade não depende apenas da resistência da rocha, mas da forma como o maciço está estruturado. Em muitos casos, são as fraturas, falhas, foliações e planos de acamamento que controlam o modo de ruptura e o nível de risco do talude.

7.4 Água

A água é um dos principais fatores de instabilização de taludes em mineração. Sua presença pode alterar as condições de equilíbrio do maciço rochoso, reduzir a resistência dos materiais, favorecer processos erosivos e aumentar o risco de quedas de blocos, escorregamentos e rupturas maiores.

Em uma mina a céu aberto, a água pode ter diferentes origens, como chuva, escoamento superficial, infiltração, surgência em fraturas, aquíferos interceptados pela escavação, falhas geológicas condutoras e acúmulo de água em bermas, rampas ou fundo de cava. Por isso, o controle da água deve ser considerado tanto no projeto quanto na operação diária da mina.

A água pode afetar a estabilidade dos taludes de várias formas. Uma delas é o aumento do peso do maciço. Quando os poros, fraturas ou materiais alterados ficam preenchidos por água, o peso total do material tende a aumentar. Esse acréscimo de peso pode elevar as forças que favorecem o movimento do talude, principalmente em solos, saprólitos, rochas muito alteradas e zonas fraturadas.

Outro efeito importante é a redução da resistência ao cisalhamento, que é a capacidade do material de resistir ao deslizamento ao longo de uma superfície. Em fraturas, contatos geológicos e materiais argilosos, a água reduz a resistência mobilizável por dois caminhos: diminui a tensão normal efetiva entre as paredes (efeito mecânico, descrito no parágrafo seguinte) e amolece preenchimentos argilosos e rochas alteradas (efeito físico-químico).

A água também pode gerar pressão nos poros e nas fraturas. Essa pressão atua contra o contato entre os blocos ou partículas do maciço, reduzindo a resistência efetiva do material. Em termos práticos, um plano de fratura seco pode apresentar maior resistência ao deslizamento do que o mesmo plano preenchido por água sob pressão.

Além dos efeitos mecânicos, a água pode provocar erosão. O escoamento superficial concentrado sobre faces, bermas e rampas pode remover partículas, abrir sulcos e formar ravinas. Esse processo reduz a qualidade da superfície, compromete a drenagem, dificulta o tráfego e pode evoluir para instabilidades localizadas.

Nas bermas e rampas, a água pode causar ravinamento, que corresponde à formação de canais erosivos provocados pelo escoamento concentrado. Bermas ravinadas ou erodidas perdem parte de sua função de retenção de blocos e de condução segura da água. Rampas com erosão ativa podem ter sua trafegabilidade comprometida, além de direcionar água para regiões críticas do talude.

A presença de água também pode favorecer a queda de blocos. A infiltração em fraturas pode reduzir o atrito entre os blocos, lavar materiais de preenchimento e aumentar a abertura das descontinuidades. Em períodos chuvosos, é comum que taludes fraturados apresentem maior frequência de queda de blocos, especialmente quando há alternância entre saturação, secagem e alteração da rocha.

A água ainda pode reduzir a eficiência do desmonte de rochas. Furos com água podem alterar o comportamento dos explosivos, dificultar o carregamento, comprometer a distribuição de energia e afetar a fragmentação. Além disso, a presença de água em zonas fraturadas pode contribuir para maior dano ao maciço remanescente, aumentando a sobre quebra e a instabilidade da face.

Aprofundamento — por que a pressão de água reduz a resistência
Pelo princípio das tensões efetivas, apenas a parcela da tensão normal transmitida pelo contato entre grãos ou entre paredes de juntas mobiliza atrito: $\sigma'_n = \sigma_n - u$. Se a poropressão u aumenta sem aumento correspondente da tensão total, a tensão efetiva e a resistência por atrito diminuem: $\tau_f = c' + (\sigma_n - u) \tan \phi'$. Em uma junta subvertical na crista (fenda de tração), a água exerce ainda um empuxo horizontal que empurra o bloco para a cava. Os Capítulos 11 e 12 quantificam esses efeitos.

Os principais efeitos da água na estabilidade dos taludes são:

- Aumento do peso do maciço;
- Redução da resistência ao cisalhamento;
- Geração de pressão nos poros e nas fraturas;
- Erosão superficial;
- Ravinamento em bermas e rampas;
- Favorecimento de queda de blocos;
- Redução da eficiência do desmonte;
- Degradação progressiva de rochas alteradas, solos e saprólitos.

Em campo, alguns sinais devem ser observados com atenção, como surgência de água na face do talude, trincas úmidas, erosão ativa, ravinas em bermas, acúmulo de água no pé do talude, material amolecido, blocos soltos e aumento da queda de fragmentos após chuvas. Esses sinais podem indicar que a água está contribuindo para a perda de estabilidade.

A drenagem é, portanto, uma medida essencial para o controle geotécnico dos taludes. Ela pode envolver canaletas de crista, valetas laterais, drenagem de bermas, descidas d'água, sumps, bombeamento, drenos horizontais profundos e manutenção periódica dos sistemas de escoamento. O objetivo é evitar que a água se acumule, infiltre de forma descontrolada ou escoe sobre áreas sensíveis do talude.

Para a operação de mina, a mensagem principal é simples: talude com surgência de água, trincas úmidas, erosão ativa ou aumento repentino de queda de blocos deve ser tratado como sinal de alerta. Nessas condições, a área deve ser comunicada à supervisão e avaliada pela equipe responsável antes da continuidade das atividades próximas ao talude.

7.5 Vibrações por desmonte

As vibrações geradas pelo desmonte de rochas podem influenciar diretamente a estabilidade dos taludes em minas a céu aberto. Como a escavação da cava é frequentemente realizada com uso de explosivos, é fundamental compreender que o desmonte não afeta apenas a fragmentação da rocha desmontada, mas também pode causar danos ao maciço remanescente, ou seja, à rocha que permanecerá formando a face do talude.

Durante uma detonação, parte da energia dos explosivos é utilizada para fragmentar e deslocar a rocha. No entanto, outra parte dessa energia se propaga pelo maciço na forma de vibrações. Quando essas vibrações são excessivas ou quando o plano de fogo não é bem ajustado, podem ocorrer abertura de fraturas, aumento da sobrequebra, deslocamento de blocos e enfraquecimento da face do talude.

A vibração corresponde à propagação de ondas pelo terreno após a detonação. Em níveis controlados, ela faz parte do processo normal de desmonte. Porém, vibrações elevadas podem afetar estruturas próximas, taludes finais, bancadas operacionais, rampas e maciços já fraturados. Em taludes com descontinuidades desfavoráveis, a vibração pode contribuir para a perda de equilíbrio de blocos previamente instáveis.

A sobrequebra ocorre quando a ruptura da rocha ultrapassa o limite planejado da escavação. Em vez de a face permanecer próxima ao projeto, parte do maciço que deveria permanecer intacto é danificada ou removida. Isso gera faces irregulares, blocos soltos, bermas com acúmulo de material e aumento do risco de queda de blocos.

O dano ao maciço remanescente é um dos principais problemas associados ao desmonte mal controlado. Esse dano pode se manifestar como novas fraturas, abertura de fraturas existentes, perda de resistência local e redução da qualidade geotécnica da face. Em taludes finais, esse efeito é especialmente crítico, pois a face permanecerá exposta por longo período e deverá manter condições adequadas de estabilidade.

As detonações também podem provocar abertura de fraturas. Fraturas anteriormente fechadas podem se abrir devido à ação da energia explosiva, facilitando a entrada de água, a alteração da rocha e o deslocamento de blocos. Com o tempo, essas fraturas abertas podem evoluir para instabilidades localizadas, principalmente em períodos chuvosos ou após novas detonações próximas.

Outro efeito importante é a perda de confinamento. Antes da escavação, a rocha está parcialmente confinada pelo maciço ao seu redor. Quando ocorre a remoção de material por desmonte, esse confinamento é reduzido. Se a retirada for brusca, excessiva ou mal controlada, blocos delimitados por fraturas podem perder suporte e se tornar instáveis.

A queda de blocos após o desmonte é uma consequência comum em taludes fraturados ou danificados pela detonação. Mesmo que a ruptura não ocorra imediatamente durante a detonação, blocos podem permanecer parcialmente soltos na face e cair posteriormente, durante a limpeza, carregamento, tráfego de equipamentos, chuvas ou novas vibrações.

As detonações podem influenciar a estabilidade dos taludes por meio de:

- Vibrações;
- Sobrequebra;
- Dano ao maciço remanescente;
- Abertura de fraturas;
- Perda de confinamento;
- Queda de blocos após o desmonte.

Por isso, em áreas próximas a taludes finais, rampas importantes, estruturas sensíveis ou regiões com maior risco geotécnico, devem ser adotadas técnicas de desmonte controlado. O objetivo dessas técnicas é reduzir o dano ao maciço que permanecerá no talude, melhorar a qualidade da face escavada e diminuir o risco de instabilidade.

Entre as principais técnicas de desmonte controlado, destacam-se o pré-corte, o smooth blasting e o controle da carga por espera.

O pré-corte consiste na execução de uma linha de furos carregados de forma controlada ao longo do limite final da escavação. Esses furos são detonados para criar uma superfície de separação entre a rocha que será desmontada e o maciço que deve permanecer. Essa técnica ajuda a reduzir a propagação de fraturas para trás da linha de projeto.

O smooth blasting, ou detonação suave, utiliza cargas menores e espaçamentos específicos nos furos próximos ao talude final. O objetivo é formar uma face mais regular, com menor dano e menor sobrequebra. Essa técnica é útil para melhorar a qualidade da parede remanescente e reduzir blocos soltos.

O controle da carga por espera está relacionado à quantidade de explosivo detonada em cada intervalo de tempo. Quando muitas cargas detonam simultaneamente ou em intervalos inadequados, as vibrações podem aumentar. O uso adequado de retardos e sequências de iniciação permite controlar a energia liberada, reduzir vibrações e melhorar o resultado do desmonte.

Além do plano de fogo, a inspeção após o desmonte é fundamental. Antes da liberação da área para carregamento ou tráfego, deve-se verificar a presença de blocos soltos, trincas abertas, material instável na face, acúmulo de fragmentos nas bermas e sinais de sobrequebra. Caso sejam observadas condições inseguras, a área deve ser isolada e avaliada antes da continuidade das atividades.

Em resumo, um bom desmonte não é apenas aquele que fragmenta bem a rocha. Em mineração, um bom desmonte também deve preservar o maciço remanescente, reduzir sobrequebra, controlar vibrações e contribuir para a estabilidade dos taludes.

A mensagem principal para os alunos é: detonações mal controladas podem transformar um talude aparentemente seguro em uma condição de risco. Por isso, o planejamento do desmonte e a inspeção pós-detonação são etapas essenciais para a segurança geotécnica da mina.

Aprofundamento — velocidade de partícula e distância escalonada
A intensidade da vibração é medida, em geral, pela velocidade de pico da partícula (PPV, em mm/s), registrada por sismógrafos. Para uma mesma mina, a PPV costuma ser correlacionada à distância escalonada SD = D/√W, em que D é a distância ao ponto de interesse (m) e W é a carga máxima por espera (kg):

$$PPV = K\left(\frac{D}{\sqrt{W}}\right)^{-\beta}$$

As constantes K e β dependem do maciço, do explosivo e da geometria do desmonte e **devem ser obtidas por regressão de medições da própria mina**. Com valores ilustrativos K = 1.140 e β = 1,6 e uma carga de 200 kg por espera, a PPV estimada é de cerca de 650 mm/s a 20 m, 150 mm/s a 50 m e 50 mm/s a 100 m: dobrar a distância reduz a vibração a cerca de um terço.
Como referência de ordem de grandeza para dano em rocha, Bauer e Calder (1978) associaram PPV acima de cerca de 250 mm/s ao início de descolamentos por tração, e valores acima de cerca de 600 mm/s ao fraturamento significativo da rocha. Esses limites dependem do maciço e não substituem critérios calibrados localmente, mas mostram por que a carga por espera nas linhas próximas ao talude final deve ser reduzida.

7.6 Operação de mina

A operação de mina também exerce influência direta sobre a estabilidade dos taludes. Mesmo quando o projeto geotécnico é adequado, práticas operacionais inadequadas podem alterar a geometria da cava, danificar bermas, comprometer a drenagem, sobrecarregar áreas críticas e aumentar o risco de instabilidade.

Em uma mina a céu aberto, os taludes estão em constante modificação. A lavra avança, novas bancadas são abertas, rampas são ajustadas, materiais são removidos ou depositados e equipamentos pesados circulam próximos às faces escavadas. Por isso, a estabilidade não depende apenas do projeto inicial, mas também da forma como a operação é executada no dia a dia.

Uma das situações críticas é a escavação além do projeto. Quando a escavação ultrapassa os limites definidos no plano de lavra, pode ocorrer aumento da inclinação da face, redução da largura das bermas, remoção do pé do talude ou exposição de zonas geológicas desfavoráveis. Essas alterações reduzem a margem de segurança e podem favorecer quedas de blocos, escorregamentos ou rupturas localizadas.

As bermas estreitas ou obstruídas também representam problema importante. A berma tem função de retenção de blocos, drenagem, acesso para inspeção e segurança operacional. Quando sua largura é reduzida ou quando ela fica coberta por material desmontado, fragmentos de rocha ou sedimentos, sua capacidade de proteção diminui. Nessa condição, blocos desprendidos das faces superiores podem atingir níveis inferiores da cava.

A falta de limpeza de bermas compromete a segurança do talude. O acúmulo de material nas bermas pode impedir a identificação de trincas, dificultar a drenagem e reduzir a capacidade de retenção de novos blocos. Além disso, bermas não limpas podem mascarar sinais de instabilidade e dificultar o acesso de equipes de inspeção.

O tráfego próximo à crista deve ser controlado. Equipamentos pesados circulando muito próximos à borda superior do talude podem gerar sobrecarga, vibrações e deformações locais, principalmente em áreas com trincas, material alterado, solo residual ou presença de água. Em regiões críticas, deve-se respeitar distância segura da crista, sinalização e restrições operacionais definidas pela equipe responsável.

A drenagem deficiente é outro fator operacional relevante. Canaletas obstruídas, bermas sem caimento adequado, rampas erodidas e acúmulo de água no pé do talude podem favorecer infiltração, erosão, ravinamento e aumento da pressão de água em fraturas e poros. A manutenção da drenagem deve ser contínua, especialmente em períodos chuvosos.

O avanço inadequado da lavra pode alterar o equilíbrio do maciço. A retirada de material em sequência inadequada pode remover suporte de áreas instáveis, expor descontinuidades desfavoráveis ou aprofundar a cava sem o devido controle geotécnico. Em alguns casos, a forma como a lavra avança pode ser tão importante quanto o ângulo final do talude.

As pilhas de material próximas à borda também podem comprometer a estabilidade. O depósito de minério, estéril, blocos ou material de limpeza próximo à crista aumenta a carga sobre o talude. Essa sobrecarga pode ser crítica em regiões com fraturas abertas, solo saturado, rocha alterada ou geometria desfavorável.

Outra situação de risco ocorre quando equipamentos trabalham em áreas instáveis. Escavadeiras, carregadeiras, caminhões, perfuratrizes ou veículos de apoio posicionados próximos ao pé de taludes com queda de blocos, trincas, surgência de água ou sinais de movimentação ficam expostos a acidentes. Nessas situações, a área deve ser avaliada antes da continuidade das atividades.

Entre as práticas operacionais que podem afetar a estabilidade dos taludes, destacam-se:

- Escavação além do projeto;
- Bermas estreitas ou obstruídas;
- Falta de limpeza de bermas;
- Tráfego próximo à crista;
- Drenagem deficiente;
- Avanço inadequado da lavra;
- Pilhas de material próximas à borda;
- Equipamentos trabalhando em área instável.

A operação segura exige inspeção constante e comunicação rápida de anomalias. Trincas, queda de blocos, erosão, água na face, deformações em rampas, bermas obstruídas e alterações inesperadas na geometria devem ser registradas e comunicadas à supervisão. O técnico em mineração tem papel importante nesse processo, pois está frequentemente próximo às frentes de lavra e pode identificar sinais de risco antes que evoluam para uma ruptura.

Portanto, a estabilidade dos taludes não depende apenas da geologia e do projeto. Ela também depende da disciplina operacional. Uma mina com bom controle de escavação, limpeza de bermas, drenagem adequada, tráfego bem definido e inspeções frequentes tende a apresentar menor risco geotécnico do que uma operação desorganizada, mesmo quando ambas possuem condições geológicas semelhantes.

8 Mecanismos de ruptura e sinais de instabilidade

Identificar o mecanismo de ruptura possível é o passo que liga a caracterização do maciço à análise de estabilidade. Cada mecanismo tem condições geométricas próprias, depende de parâmetros diferentes e exige um método de análise específico. Um talude pode estar seguro quanto a um mecanismo e inseguro quanto a outro; por isso, a pergunta correta não é "o talude é estável?", mas "**que mecanismo pode ocorrer aqui, e com que margem de segurança?**".

A Tabela 8.1 resume os mecanismos tratados neste capítulo. As condições geométricas são detalhadas no Capítulo 10 e os métodos de cálculo, no Capítulo 11.

Tabela 8.1 — Mecanismos de ruptura em taludes de mineração.

Mecanismo	Estrutura controladora	Escala típica	Método de análise
Queda de blocos	Blocos soltos na face, dano por desmonte	Bancada	Inspeção, simulação de trajetórias, dimensionamento de bermas
Ruptura planar	Uma família ou estrutura mergulhando para fora da face	Bancada a inter-rampa	Cinemática e equilíbrio limite de bloco
Ruptura em cunha	Duas famílias cuja interseção aflora na face	Bancada a inter-rampa	Cinemática e equilíbrio limite de cunha
Tombamento	Família íngreme mergulhando para dentro do talude	Bancada a global	Cinemática e análise de blocos (Goodman-Bray)
Ruptura circular	Maciço sem estrutura dominante, solo, saprólito, rocha muito fraturada	Inter-rampa a global	Equilíbrio limite por fatias
Ruptura global ou complexa	Combinação de estruturas maiores e ruptura através do maciço	Global	Equilíbrio limite, métodos numéricos

8.1 Queda de blocos

A queda de blocos ocorre quando fragmentos ou blocos se desprendem da face e caem, rolam ou saltam talude abaixo. É o evento mais frequente em minas a céu aberto e, embora envolva pequenos volumes, é responsável por grande parte dos acidentes com pessoas e equipamentos, justamente porque ocorre onde há trabalho.

As causas mais comuns são fraturas abertas, dano e sobrequebra causados pelo desmonte, intemperismo e degradação da face, vibração, pressão de água após chuvas e falta de limpeza (abatimento) da face. A principal defesa é a combinação de desmonte controlado na face final, abatimento mecânico de blocos soltos e bermas com largura e capacidade de retenção adequadas (Seção 6.9).

8.2 Ruptura planar

Na ruptura planar, um bloco desliza ao longo de uma única descontinuidade. Para que ocorra, o plano deve ter direção aproximadamente paralela à da face (tipicamente dentro de ±20°), mergulhar para fora do talude com inclinação menor que a da face — de modo a aflorar nela (*daylighting*) — e maior que o ângulo de atrito disponível. Com frequência, o bloco é liberado na parte superior por uma **fenda de tração** subvertical, que pode acumular água e gerar empuxo adicional.

Camadas, foliações, falhas ou juntas persistentes inclinadas no mesmo sentido da face são as estruturas típicas. Em minas de minério de ferro hospedadas em itabiritos e filitos, por exemplo, a foliação mergulhando para a cava é uma condição clássica desse mecanismo.

8.3 Ruptura em cunha

A ruptura em cunha ocorre quando duas descontinuidades se interceptam e formam um bloco tetraédrico que desliza ao longo da linha de interseção. Para que seja possível, a linha de interseção deve aflorar na face, isto é, ter caimento menor que a inclinação da face, e maior que o ângulo de atrito. Como envolve duas famílias, a cunha ocorre em uma gama de orientações de face muito maior que a ruptura planar e é, por isso, muito comum em maciços fraturados.

Água nas juntas, vibração e escavação no pé — que remove o apoio da cunha — são fatores desencadeantes frequentes.

8.4 Tombamento

No tombamento, colunas ou placas de rocha delimitadas por descontinuidades íngremes que mergulham para dentro do talude giram para a frente, em direção à cava. Goodman e Bray (1976) distinguem:

- **tombamento de blocos**: colunas separadas por juntas transversais giram como blocos rígidos;
- **tombamento flexural**: placas contínuas flexionam e fraturam, como em ardósias, filitos e xistos com foliação íngreme;
- **tombamento bloco-flexural**: combinação dos dois anteriores.

O tombamento costuma ser progressivo e lento, com abertura de trincas na crista paralelas à face, colunas inclinadas e degraus na superfície acima do talude. Pode também ser induzido por outro mecanismo — por exemplo, quando a erosão ou uma ruptura no pé remove o apoio das colunas.

8.5 Ruptura circular

A ruptura circular — ou, de modo mais geral, rotacional — ocorre em materiais sem estrutura dominante: solos, saprólitos, rejeitos, pilhas de estéril, rochas muito alteradas e maciços tão fraturados que se comportam como meio granular. A superfície de ruptura tem forma aproximadamente circular e frequentemente passa pelo pé do talude ou abaixo dele.

Baixa resistência do material, saturação, aumento da inclinação ou da altura e sobrecarga na crista são os fatores associados. Na mineração brasileira, esse mecanismo é particularmente relevante nos horizontes intemperizados dos topos de cava, que podem atingir dezenas de metros de espessura.

8.6 Ruptura global e rupturas complexas

Rupturas globais envolvem grande volume de material, várias bancadas ou toda uma parede da cava. Raramente seguem um único mecanismo simples: em geral combinam deslizamento ao longo de estruturas maiores (falhas, contatos) com ruptura através do maciço, formando superfícies poligonais ou escalonadas (*step-path*). Podem causar paralisação da lavra, perda de acessos, soterramento de equipamentos, redesenho da cava e redução da reserva lavrável.

Por serem os eventos de maior consequência, as rupturas globais exigem investigação geotécnica detalhada, modelagem e monitoramento instrumentado. Felizmente, costumam ser precedidas por deformações mensuráveis durante semanas ou meses, o que torna o monitoramento (Capítulo 13) a principal ferramenta de gestão desse risco.

8.7 Reconhecimento dos sinais de instabilidade

Grande parte das rupturas é precedida por sinais visíveis. Reconhecê-los, registrá-los e comunicá-los é uma das responsabilidades mais importantes da equipe de operação. A Tabela 8.2 relaciona os sinais mais comuns ao seu significado provável e à ação recomendada.

Tabela 8.2 — Sinais de instabilidade e sua interpretação em campo.

Sinal observado	Possível significado	Ação recomendada
Trinca nova ou abrindo na crista	Início ou aceleração de movimento	Isolar a área e comunicar a supervisão e a geotecnia
Queda frequente de blocos	Instabilidade superficial, dano à face	Evitar acesso ao pé; programar abatimento e inspeção
Água saindo da face; surgência nova	Pressão de água ou saturação	Comunicar; avaliar drenagem e piezometria
Berma cheia de material	Perda da capacidade de retenção	Solicitar limpeza; restringir acesso abaixo
Blocos soltos após detonação	Dano por desmonte	Inspecionar e abater antes de liberar a frente
Deformação, degrau ou trinca em rampa	Movimento do talude abaixo ou acima	Restringir tráfego; acionar a geotecnia
Abatimento ou recalque na crista	Movimento em profundidade	Isolar; verificar instrumentação
Postes, cercas ou estruturas inclinadas	Deslocamento lento do terreno	Registrar e acompanhar a evolução
Ruídos de estalo ou rolamento de fragmentos	Ruptura em andamento	Evacuar a área imediatamente
Deslocamento de marcos ou prismas	Movimento mensurável	Verificar leitura e acionar o plano de resposta

Na prática — o papel do técnico

O técnico não precisa calcular o fator de segurança, mas precisa reconhecer uma condição anormal e saber que a área deve ser **comunicada, avaliada e, se necessário, isolada**. Ao registrar uma anomalia, anote local, data e hora, fotografe com uma referência de escala, descreva a evolução em relação à última inspeção (nova, abrindo, estável) e as condições recentes (chuva, detonação próxima). Uma trinca fotografada em dias sucessivos com uma trena ao lado vale mais que qualquer descrição verbal.

PARTE III — ANÁLISE, PROJETO E GESTÃO

Esta parte trata das ferramentas que transformam a caracterização do maciço em decisões de projeto e de operação. Os exemplos numéricos foram elaborados para o ensino: ilustram o raciocínio e a sensibilidade às hipóteses, mas não substituem o projeto geotécnico, a calibração com dados locais nem os procedimentos de segurança de uma operação real.

9 Investigação geotécnica e modelo geotécnico

Toda análise de estabilidade é tão boa quanto os dados que a alimentam. O objetivo da investigação geotécnica é construir um **modelo geotécnico**: uma representação tridimensional do maciço que reúne quatro componentes (READ; STACEY, 2009):

- **modelo geológico**: litologias, alteração, contatos e estruturas maiores;
- **modelo estrutural**: falhas e famílias de juntas, com suas orientações, persistências e domínios;
- **modelo do maciço**: propriedades da rocha intacta, das descontinuidades e do maciço por domínio geotécnico;
- **modelo hidrogeológico**: níveis d'água, pressões, permeabilidades e fontes de recarga.

9.1 Etapas e escala da investigação

A investigação acompanha a vida da mina. Nos estudos conceituais, os dados vêm de mapeamento de superfície, de furos de exploração reaproveitados e de bancos de dados de casos semelhantes; a incerteza é grande. Nos estudos de viabilidade, são executadas sondagens geotécnicas dedicadas, com testemunhos orientados, ensaios de laboratório e instrumentação piezométrica. Durante a operação, o mapeamento contínuo das bancadas, o monitoramento e a retroanálise de rupturas permitem refinar o modelo e, eventualmente, otimizar os ângulos de projeto.

9.2 Ferramentas de investigação

Tabela 9.1 — Principais ferramentas de investigação geotécnica para taludes de mina.

Ferramenta	Informação obtida
Mapeamento geológico-geotécnico de superfície e de bancadas	Litologia, alteração, famílias de juntas, estruturas maiores, sinais de instabilidade
Sondagem rotativa com testemunho orientado	RQD, recuperação, orientação e condição das descontinuidades em profundidade, amostras para ensaios
Perfilagem ótica e acústica de furos	Orientação e abertura de descontinuidades, zonas fraturadas
Fotogrametria e laser scanner (terrestre ou por drone)	Orientação de descontinuidades em faces inacessíveis, geometria real da escavação
Ensaios de laboratório	Índices físicos, σ_c, carga pontual, triaxial, cisalhamento direto de juntas e preenchimentos
Ensaios de campo	Esclerômetro (JCS), *tilt test* (JRC), permeabilidade em furos
Piezômetros (Casagrande, de corda vibrante)	Nível d'água e poropressões
Geofísica	Espessura do manto de intemperismo, zonas fraturadas, contatos

Duas observações são importantes. Primeiro, a investigação deve ser dirigida pelos mecanismos possíveis: se a análise cinemática preliminar indicar que uma família controla a ruptura planar de uma parede, a resistência ao cisalhamento dessa família passa a ser o dado mais valioso a obter. Segundo, a variabilidade deve ser registrada, não escondida em médias: a distribuição dos dados é a base das análises probabilísticas e da escolha de parâmetros de projeto.

Na prática — a mensagem central da investigação
O maciço rochoso não é controlado apenas pela resistência da rocha intacta. Fraturas, falhas, alteração e água geralmente controlam o comportamento do talude. Por isso, uma boa descrição das estruturas e da água vale mais que dezenas de ensaios de compressão em rocha sã.

9.3 Domínios geotécnicos e parâmetros de projeto

Com o modelo construído, o maciço é dividido em **domínios geotécnicos** e, dentro deles, em **setores de projeto**: trechos de parede com domínio, orientação de face e mecanismos semelhantes. Para cada setor são definidos os parâmetros de resistência (por exemplo, c e ϕ de cada família, ou GSI, σ_{ci} e m_i do maciço), as condições de água e os critérios de aceitação. A escolha dos parâmetros de projeto — valores médios, característicos ou distribuições — deve ser explicitada e coerente com o critério de aceitação adotado (Seção 11.7).

10 Análise cinemática

A análise cinemática verifica se um movimento é **geometricamente possível** antes de qualquer cálculo de forças. Ela compara a orientação das descontinuidades e de suas interseções com a orientação da face e com o ângulo de atrito, e responde à pergunta: “existe um bloco que pode se mover para fora deste talude?”. Se a resposta for não, aquele mecanismo pode ser descartado; se for sim, o mecanismo é analisado por equilíbrio limite (Capítulo 11).

A condição cinemática é necessária, mas não suficiente: ela não prova instabilidade. Peso, coesão, persistência limitada, confinamento lateral, água e reforço também importam.

10.1 Projeção estereográfica

A ferramenta usual da análise cinemática é a **projeção estereográfica**, que representa orientações tridimensionais em um diagrama plano. Imagina-se uma esfera centrada no plano de interesse; o plano intercepta o hemisfério inferior segundo um círculo máximo, que é projetado no plano horizontal. Na projeção de **igual ângulo** (rede de Wulff), os ângulos são preservados; na de **igual área** (rede de Schmidt), as áreas são preservadas, o que a torna adequada para análises estatísticas de densidade de polos.

Cada plano pode ser representado de duas formas:

- pelo **círculo máximo**, uma curva que corta o diagrama de um lado a outro;
- pelo **polo**, o ponto onde a normal ao plano intercepta o hemisfério. Um plano de orientação 135/60 tem polo com caimento de 30° (= 90° − 60°) na direção oposta, 315°.

A interseção de dois planos é uma reta, representada por um ponto: o ponto em que seus círculos máximos se cruzam. Seu caimento (*plunge*) e sua direção (*trend*) descrevem a direção de deslizamento de uma cunha.

O levantamento de campo produz centenas de polos. A contagem de densidade sobre a rede de igual área revela as **famílias** como concentrações de polos, cuja orientação média e dispersão são usadas na análise. Programas de computador (como Dips, Stereonet e bibliotecas abertas) automatizam essas operações, mas a interpretação continua exigindo compreensão da geometria.

10.2 Testes de Markland

Os critérios de Markland (1972), complementados por Hoek e Bray (1981), sintetizam as condições cinemáticas para os três mecanismos estruturais. Na notação abaixo, ψ_f é a inclinação da face, ψ_p o mergulho do plano, ψ_i o caimento da linha de interseção e ϕ o ângulo de atrito.

Tabela 10.1 — Condições cinemáticas para os mecanismos controlados por estruturas.

Mecanismo	Direção	Inclinação
Ruptura planar	Direção de mergulho do plano dentro de ±20° da direção de mergulho da face	$\phi < \psi_p < \psi_f$ (o plano aflora na face e é mais íngreme que o atrito)
Ruptura em cunha	Direção da linha de interseção aflorando na face (dentro do arco da face)	$\phi < \psi_i < \psi_f$
Tombamento flexural	Planos mergulhando para dentro do talude, com direção de mergulho a cerca de 180° (±10° a ±30°, conforme o autor) da face	Mergulho δ dos planos tal que $(90° - \delta) \leq (\psi_f - \phi)$

No estereograma, essas condições se traduzem em regiões críticas:

- para a ruptura planar, a região entre o círculo máximo da face e o **cone de atrito** (círculo de raio ϕ medido a partir da periferia), limitada lateralmente pelos ±20°;
- para a cunha, a mesma região entre a face e o círculo de atrito, onde devem cair os pontos de interseção;
- para o tombamento flexural, a região dos polos situada abaixo de uma linha com mergulho ($\psi_f - \phi$), no lado oposto à face.

Aprofundamento — Exemplo 10.1: verificação cinemática de uma bancada
Face com orientação 160/70 e $\phi = 30°$. Três estruturas foram mapeadas:
J1 = 150/40. Diferença de direção de mergulho: 10° (< 20°). Inclinação: 30° < 40° < 70°. **Ruptura planar cinematicamente possível.**
J2 = 210/50 e J3 = 105/65. Os círculos máximos de J2 e J3 se interceptam segundo uma linha com caimento de cerca de 42° na direção 170°, valor obtido no estereograma (ou por produto vetorial das normais). A direção 170° está dentro do arco da face e 30° < 42° < 70°. **Cunha J2–J3 cinematicamente possível.**
J4 = 340/80 (mergulha para dentro do talude, a 180° da face). Tombamento flexural exige (90° − 80°) = 10° ≤ (70° − 30°) = 40°. **Tombamento cinematicamente possível.**
As três estruturas devem seguir para a análise de equilíbrio limite. Se a face fosse reorientada para 220/70, J1 deixaria de satisfazer a condição de ±20° (diferença de 70°) e o mecanismo planar seria descartado — um exemplo de como a orientação das paredes da cava pode ser escolhida para reduzir riscos.

10.3 Limitações

A análise cinemática supõe planos persistentes e famílias representadas por orientações médias. Na realidade, a dispersão das orientações faz com que uma fração dos planos de uma família satisfaça as condições mesmo quando a orientação média não satisfaz; a persistência limitada pode impedir a formação do bloco; e a coesão ou as pontes de rocha intacta podem estabilizar blocos cinematicamente livres. Por isso, a cinemática é uma triagem: indica onde é preciso olhar com mais atenção.

A coleta de dados deve registrar direção de mergulho, mergulho, espaçamento, persistência, rugosidade, preenchimento, alteração e água, respeitando convenções de medida consistentes. Sem isso, uma análise estereográfica pode produzir indicação enganosa.

11 Análise de estabilidade por equilíbrio limite

11.1 Fator de segurança

O projeto de um talude deve distinguir as ações que tendem a provocar o movimento (solicitações) e os mecanismos que se opõem a ele (resistências). O **fator de segurança** (FS) compara a resistência disponível com a resistência mobilizada para manter o equilíbrio ao longo de uma superfície potencial de ruptura:

$$FS = \frac{\text{forças (ou momentos) resistentes}}{\text{forças (ou momentos) solicitantes}}$$

Em um modelo idealizado, FS > 1 indica que a resistência calculada supera a solicitação; FS = 1 corresponde ao equilíbrio limite; FS < 1 indica que a solicitação supera a resistência. O FS é **específico do mecanismo e do modelo de cálculo**: não é uma propriedade intrínseca da rocha nem do talude. Um mesmo talude terá um FS para cada mecanismo e para cada conjunto de hipóteses sobre resistência e água.

Os métodos de equilíbrio limite compartilham três hipóteses: (1) a geometria da superfície de ruptura é definida previamente; (2) a resistência ao cisalhamento é mobilizada simultaneamente ao longo de toda a superfície; e (3) o material acima da superfície se comporta como corpo rígido. A vantagem é a simplicidade conceitual quando o mecanismo pode ser definido; a limitação é não representar deformações, redistribuição progressiva de tensões nem efeitos tridimensionais complexos.

11.2 Ruptura planar simplificada

Considere um bloco de peso W sobre um plano de inclinação α. Admitindo superfície plana, ausência de forças externas, sem resistência lateral e sem sismo, a componente tangencial do peso é W sen α e a normal é W cos α. A resistência por atrito vale (W cos α − U) tan ϕ', em que U é a resultante da pressão de água normal ao plano, e a parcela coesiva é c'A, com A igual à área da superfície:

$$FS = \frac{c'A + (W\cos\alpha - U)\tan\phi'}{W\,\text{sen}\alpha}$$

Aprofundamento — Exemplo 11.1: sensibilidade à coesão e à água
Caso A. Bloco com W = 1.000 kN sobre plano com α = 35°, A = 80 m^2, c' = 20 kPa, ϕ' = 30° e sem água. Termo coesivo: 20 × 80 = 1.600 kN. Força normal: 1.000 cos 35° ≈ 819,2 kN. Atrito: 819,2 tan 30° ≈ 473,0 kN. Força tangencial: 1.000 sen 35° ≈ 573,6 kN. FS ≈ (1.600 + 473,0)/573,6 = **3,61**.
Caso B. Mesmo bloco com c' = 0 e U = 250 kN. Atrito: (819,2 − 250) tan 30° ≈ 328,6 kN. FS ≈ 328,6/573,6 = **0,57**.
A comparação evidencia o peso das hipóteses sobre coesão e água: no caso A, a coesão responde por 77% da resistência. Isso não significa que todo plano real perca completamente sua coesão ou que U seja uniforme; significa que a coesão adotada para juntas persistentes precisa ser muito bem justificada, porque pode estar "carregando" o projeto.

11.3 Ruptura planar com fenda de tração

Em taludes de rocha, o bloco planar costuma ser liberado no topo por uma fenda de tração subvertical. A formulação de Hoek e Bray (1981), também apresentada por Wyllie e Mah (2004), considera um talude de altura H e inclinação ψ_f, plano de ruptura com mergulho ψ_p e fenda de tração vertical de profundidade z no topo horizontal do talude, com água até a altura z_w na fenda. Admitindo

que a água escoa pela fenda e pelo plano e sai no pé, a pressão varia linearmente, e as forças por metro de talude são:

$$A = \frac{H - z}{\operatorname{sen}\psi_p} \qquad W = \frac{1}{2}\gamma H^2 \left[\left(1 - \left(\frac{z}{H}\right)^2\right)\cot\psi_p - \cot\psi_f\right]$$

$$U = \frac{1}{2}\gamma_w z_w A \qquad V = \frac{1}{2}\gamma_w z_w^2$$

$$FS = \frac{c'A + \left(W\cos\psi_p - U - V\operatorname{sen}\psi_p\right)\tan\phi'}{W\operatorname{sen}\psi_p + V\cos\psi_p}$$

em que U é o empuxo de água no plano de ruptura e V, o empuxo horizontal na fenda. A profundidade crítica da fenda, para taludes secos, pode ser estimada por $z_c/H = 1 - \sqrt{(\cot\psi_f \cdot \tan\psi_p)}$.

Aprofundamento — Exemplo 11.2: efeito da água em uma fenda de tração
Talude inter-rampa com H = 30 m e ψ_f = 60°; plano de foliação com ψ_p = 35°, c' = 25 kPa e ϕ' = 32°; γ = 26 kN/m³.
Profundidade crítica da fenda: $z_c = 30 \times [1 - \sqrt{(\cot 60° \times \tan 35°)}] = 30 \times (1 - 0{,}636) \approx 10{,}9$ m.
A = (30 − 10,9)/sen 35° = 33,3 m²/m. W = 0,5 × 26 × 900 × [(1 − 0,132) × 1,428 − 0,577] ≈ 7.749 kN/m.
Seco (z_w = 0): FS = [25 × 33,3 + 7.749 × cos 35° × tan 32°]/(7.749 × sen 35°) = (832 + 3.966)/4.444 ≈ **1,08**.
Fenda com água até a metade (z_w = 5,45 m): U = 0,5 × 9,81 × 5,45 × 33,3 ≈ 890 kN/m; V = 0,5 × 9,81 × 5,45² ≈ 146 kN/m. FS = [832 + (6.347 − 890 − 84) × 0,625]/(4.444 + 119) ≈ **0,92**.
Fenda cheia (z_w = 10,9 m): U ≈ 1.780 kN/m; V ≈ 583 kN/m; FS ≈ **0,71**.
O mesmo talude passa de marginalmente estável a instável apenas com o enchimento da fenda durante uma chuva intensa. Isso explica por que tantas rupturas planares ocorrem logo após precipitações e por que a drenagem da crista e o selamento de fendas são medidas tão eficazes.

11.4 Ruptura em cunha

A análise completa de uma cunha exige resolver o equilíbrio tridimensional das forças nos dois planos, considerando atrito, coesão e água em cada um; é feita com as formulações de Hoek e Bray (1981) ou com programas específicos. Para o caso de atrito igual nos dois planos, sem coesão e sem água, existe uma solução simples que ilustra o efeito de "encunhamento":

$$FS_{cunha} = K \cdot FS_{plano} \qquad K = \frac{\operatorname{sen}\beta}{\operatorname{sen}(\xi/2)} \qquad FS_{plano} = \frac{\tan\phi}{\tan\psi_i}$$

em que ψ_i é o caimento da linha de interseção, ξ é o ângulo entre os dois planos medido no plano perpendicular à linha de interseção e β é o ângulo entre a bissetriz de ξ e a horizontal, medido no mesmo plano. O fator de cunha K é geralmente maior que 1: as forças normais nos dois planos somam mais que o peso da cunha, e o atrito mobilizado é maior que o de um bloco equivalente sobre um único plano.

Aprofundamento — Exemplo 11.3: fator de cunha
Linha de interseção com ψ_i = 40°, ϕ = 30°, ξ = 100° e β = 80°. FS_{plano} = tan 30°/tan 40° = 0,577/0,839 = 0,69. K = sen 80°/sen 50° = 0,985/0,766 = 1,29. FS_{cunha} = 1,29 × 0,69 ≈ **0,88**.
Cunhas estreitas (ξ pequeno) têm K grande e são mais estáveis que um bloco planar equivalente; cunhas muito abertas se aproximam do caso planar.

11.5 Tombamento de blocos

Para um bloco de largura b e altura h apoiado em uma base com inclinação ψ_p, a análise de Hoek e Bray (1981) identifica quatro situações, combinando a condição de deslizamento ($\psi_p > \phi$) e a de tombamento (b/h < tan ψ_p, ou seja, a vertical pelo centro de gravidade cai fora da base):

Tabela 11.1 — Condições de estabilidade de um bloco sobre plano inclinado (HOEK; BRAY, 1981).

Condição	$b/h > \tan \psi_p$	$b/h < \tan \psi_p$
$\psi_p < \phi$	Estável	Tombamento
$\psi_p > \phi$	Deslizamento	Deslizamento e tombamento

Para conjuntos de colunas, Goodman e Bray (1976) desenvolveram um método de análise bloco a bloco, do topo para o pé, que calcula as forças transmitidas entre colunas e identifica quais tombam, quais deslizam e quais permanecem estáveis. O método mostra que o pé do talude costuma ser a região crítica: um pequeno reforço ou uma berma de contenção no pé pode estabilizar toda a sequência.

Exemplo 11.4. Uma coluna com b = 4 m e h = 12 m apoia-se sobre uma base com $\psi_p = 20°$, sendo $\phi = 30°$. Como $\psi_p < \phi$, não há deslizamento; como b/h = 0,33 < tan 20° = 0,36, a coluna tende a tombar.

11.6 Ruptura circular: métodos das fatias

Em materiais sem estrutura dominante, a massa acima de uma superfície circular é dividida em fatias verticais. Para cada fatia i, de largura b_i, peso W_i, inclinação da base α_i, comprimento da base $l_i = b_i/\cos \alpha_i$ e poropressão u_i na base, escrevem-se condições de equilíbrio. Os métodos diferem pelas hipóteses sobre as forças entre fatias:

Método de Fellenius (ordinário) — despreza as forças entre fatias e satisfaz o equilíbrio de momentos. É explícito, mas tende a ser conservador, sobretudo com poropressões elevadas:

$$FS = \frac{\sum [c' l_i + (W_i \cos\alpha_i - u_i l_i)\tan\phi']}{\sum W_i \operatorname{sen}\alpha_i}$$

Método de Bishop simplificado — considera as forças horizontais entre fatias e satisfaz o equilíbrio de momentos e de forças verticais. Como FS aparece dos dois lados, a solução é iterativa:

$$FS = \frac{\sum \left[\dfrac{c' b_i + (W_i - u_i b_i)\tan\phi'}{m_{\alpha,i}} \right]}{\sum W_i \operatorname{sen}\alpha_i} \qquad m_{\alpha,i} = \cos\alpha_i \left(1 + \frac{\tan\alpha_i \tan\phi'}{FS} \right)$$

Os métodos de Janbu, Spencer e Morgenstern-Price satisfazem condições adicionais e permitem superfícies não circulares; Spencer e Morgenstern-Price satisfazem todas as condições de equilíbrio. Não há um método universalmente superior: para superfícies circulares, Bishop simplificado fornece resultados próximos dos métodos rigorosos e é amplamente usado; para superfícies poligonais ao longo de estruturas, são preferíveis métodos que satisfaçam o equilíbrio de forças completo.

Aprofundamento — Exemplo 11.5: Fellenius e Bishop em um talude de saprólito
Superfície circular dividida em seis fatias de largura b = 4 m. Saprólito com γ = 19 kN/m^3, c' = 12 kPa e ϕ' = 26°.

Fatia	h (m)	α (°)	u (kPa)	W (kN/m)	W sen α	Fellenius: resistente	Bishop: termo/m_α
1	2,0	−10	0	152	−26,4	121,7	133,2
2	5,0	5	10	380	33,1	213,2	207,6
3	7,5	18	20	570	176,1	273,8	267,8
4	8,5	32	20	646	342,3	277,8	307,3
5	7,0	46	10	532	382,7	221,3	295,3
6	3,5	62	0	266	234,9	163,2	218,4
Σ					1.142,7	1.271,0	1.429,6

Fellenius: FS = 1.271,0/1.142,7 ≈ **1,11**.
Bishop simplificado: partindo de FS = 1,0, as iterações convergem para FS ≈ **1,25** (os valores de m_α da tabela correspondem à iteração final).
A diferença de cerca de 12% é típica: o método de Fellenius, por desprezar as forças entre fatias, subestima o FS. Na prática, as análises são feitas em programas que buscam automaticamente a superfície crítica entre milhares de superfícies candidatas.

11.7 Critérios de aceitação

A escolha do FS mínimo aceitável depende da escala do talude, das consequências de uma ruptura, da quantidade e da qualidade dos dados, do tempo de exposição e das exigências regulatórias aplicáveis. A Tabela 11.2 reproduz valores típicos de referência propostos por Read e Stacey (2009) para taludes de mina, que combinam FS e probabilidade de ruptura (PR).

Tabela 11.2 — Valores típicos de referência para critérios de aceitação em taludes de mina (READ; STACEY, 2009).

Escala	Consequência da ruptura	FS estático mínimo	FS pseudoestático mínimo	PR máxima (FS ≤ 1)
Bancada	Baixa a alta	1,1	—	25 – 50%
Inter-rampa	Baixa	1,15 – 1,2	1,0	25%
Inter-rampa	Moderada	1,2	1,0	20%
Inter-rampa	Alta	1,2 – 1,3	1,1	10%
Global	Baixa	1,2 – 1,3	1,0	15 – 20%
Global	Moderada	1,3	1,05	5 – 10%
Global	Alta	1,3 – 1,5	1,1	≤ 5%

Esses valores **não são regras universais**. São pontos de partida que devem ser ajustados às normas e exigências aplicáveis à operação, à incerteza dos dados, às consequências e ao estágio do projeto. Observe que a bancada admite probabilidade de ruptura elevada: espera-se que algumas bancadas rompam, e a segurança é garantida pela retenção do material nas bermas. Já para o talude global, a tolerância é muito menor.

A **probabilidade de ruptura** é obtida tratando os parâmetros de entrada (c, ϕ, nível d'água, orientações) como variáveis aleatórias, com suas distribuições, e calculando o FS muitas vezes por simulação de Monte Carlo; a PR é a fração dos casos com FS ≤ 1. A abordagem probabilística torna explícito o efeito da variabilidade, que o FS determinístico calculado com valores médios esconde.

11.8 Interpretação e métodos numéricos

A interpretação dos resultados deve verificar a coerência da superfície crítica encontrada com a geologia, a resistência dos materiais, os níveis piezométricos, os carregamentos operacionais e, quando aplicável, as ações sísmicas. Uma busca numérica pelo FS mínimo não substitui o julgamento geotécnico nem a análise de plausibilidade física.

Quando o mecanismo não pode ser definido previamente, ou quando as deformações importam, recorre-se a **métodos numéricos**: elementos finitos e diferenças finitas, que tratam o maciço como contínuo e podem incluir descontinuidades discretas; e elementos discretos, que representam o maciço como um conjunto de blocos. Esses métodos fornecem tensões, deformações e zonas de plastificação e permitem calcular o FS pela técnica de redução da resistência ao cisalhamento. Seus resultados dependem fortemente dos parâmetros e das condições de contorno adotadas, e devem ser calibrados com observações de campo e monitoramento.

12 Água, desmonte e medidas de estabilização

A estabilização de um talude pode seguir três caminhos: **mudar a geometria**, **controlar a água** ou **reforçar o maciço**. Em muitos casos, usa-se uma combinação dessas soluções. Antes de qualquer uma delas, porém, vem a prevenção: um desmonte que preserve o maciço remanescente. Este capítulo trata dessas quatro frentes.

12.1 Controle da água

Os Capítulos 7 e 11 mostraram que a água pode ser o fator decisivo da estabilidade. Muita gente pensa que drenagem é apenas retirar água da cava; para a estabilidade de taludes, drenagem também significa **impedir que a água infiltre, acumule pressão e degrade o maciço**.

Aprofundamento — Exemplo 12.1: ganho de resistência com a drenagem
Uma superfície tem tensão normal total σ_n = 450 kPa, poropressão u = 150 kPa, c' = 40 kPa e ϕ' = 32°. A tensão efetiva é σ'_n = 450 − 150 = 300 kPa e a resistência vale τ_f = 40 + 300 tan 32° ≈ 227,5 kPa.
Após a drenagem, admita u = 60 kPa e demais parâmetros inalterados. Então σ'_n = 390 kPa e τ_f = 40 + 390 tan 32° ≈ 283,7 kPa. O incremento é de cerca de 56,2 kPa, ou 24,7% em relação à resistência inicial — sem nenhuma alteração na geometria nem no material. O exemplo ilustra apenas a influência da poropressão, sem estabelecer um FS de talude.

As medidas de controle da água dividem-se em dois grupos:

Drenagem superficial, que impede a infiltração e a erosão: canaletas e valetas de crista, que interceptam a água antes que ela alcance o talude; drenagem das bermas, com caimento para dentro e para as descidas d'água; descidas d'água revestidas; selamento de fendas de tração; manutenção das rampas para que não conduzam água para regiões críticas; sumps e bombeamento no fundo da cava.

Drenagem profunda, que reduz as pressões no interior do maciço: drenos horizontais profundos (DHPs) perfurados a partir das faces; poços de rebaixamento no entorno ou no interior da cava; e, em grandes minas, galerias de drenagem. A eficácia da drenagem profunda deve ser verificada por piezômetros, e não presumida.

Na prática — Drenagem que não recebe manutenção deixa de funcionar. Canaletas obstruídas por blocos, descidas d'água rompidas e DHPs entupidos são achados comuns em inspeções. Inclua a verificação do sistema de drenagem na rotina, especialmente antes e depois do período chuvoso.

12.2 Desmonte controlado

Um bom desmonte não é apenas aquele que fragmenta bem a rocha. Em mineração, um bom desmonte também preserva o talude final, reduz a sobrequebra e diminui o risco de instabilidade. As técnicas de desmonte controlado próximas às paredes finais incluem:

- **pré-corte** (*presplitting*): uma linha de furos paralelos e pouco espaçados, com carga leve e desacoplada, é detonada antes do desmonte principal, criando uma fratura contínua que define a face final e reflete parte da energia das detonações seguintes;
- **detonação amortecida e de contorno** (*cushion* e *smooth blasting*): a última linha é detonada por último, com cargas reduzidas e afastamento menor, para acabamento da face;
- **linhas de amortecimento** (*buffer rows*): as linhas próximas à face final recebem menos carga por furo e por espera;
- **controle da carga por espera** e da **sequência de iniciação**, para limitar a vibração (Seção 7.5);
- **controle do subfuro** na crista da bancada inferior, para não danificar a crista que formará a próxima berma.

A **inspeção pós-desmonte**, com abatimento dos blocos soltos antes da liberação da frente, completa o ciclo. A qualidade do desmonte é mensurável: o fator F_4 do SMR (Seção 3.3) e o fator D de Hoek-Brown (Seção 4.3) mostram como ela entra nas avaliações geotécnicas.

12.3 Mudança de geometria

As medidas geométricas atuam diretamente no balanço entre forças solicitantes e resistentes: redução do ângulo da face ou do talude inter-rampa; aumento da largura das bermas; **retaludamento** (remoção de material da crista para aliviar a carga); construção de **bermas de contenção** ou de enrocamento no pé, que aumentam as forças resistentes; e mudança na sequência de lavra, para reduzir o tempo de exposição de setores críticos. Como afetam diretamente a relação estéril-minério, essas medidas precisam ser avaliadas em conjunto com o planejamento de lavra.

12.4 Reforço do maciço

O reforço consiste em instalar elementos que aumentem a resistência do maciço ou contenham blocos. O projeto do reforço deve ser compatível com o mecanismo de instabilidade esperado e integrado ao ciclo de trabalho, da escavação e do desmonte à instalação e ao monitoramento. Os sistemas podem ser temporários, para permitir a execução segura de uma etapa, ou permanentes, projetados para a vida útil da escavação.

12.4.1 Ancoragens: tirantes e chumbadores

Ancoragens são barras de aço (ou cabos) instaladas em furos no maciço. Distinguem-se pelo modo de mobilização da carga (Figura 12.1):

- **tirantes** são **ativos**: a barra é ancorada no fundo do furo, por mecanismo de expansão ou por resina ou calda, e é tracionada antes de entrar em serviço, comprimindo o maciço entre a placa de apoio e a ancoragem. A protensão aumenta imediatamente a força normal nos planos de ruptura;
- **chumbadores** são **passivos**: a barra é aderida ao longo de todo o furo e só mobiliza carga quando o maciço se desloca.

Nos tirantes com resina, é comum usar cartuchos de pega rápida no fundo e de pega lenta ao longo da barra; o espaço anular pode ser preenchido com calda para proteção contra corrosão. Em taludes de mina, cabos de aço injetados são usados para estabilizar blocos e cunhas de maior porte. Os procedimentos de instalação e os tempos de cura devem seguir as especificações do fabricante e do projeto.

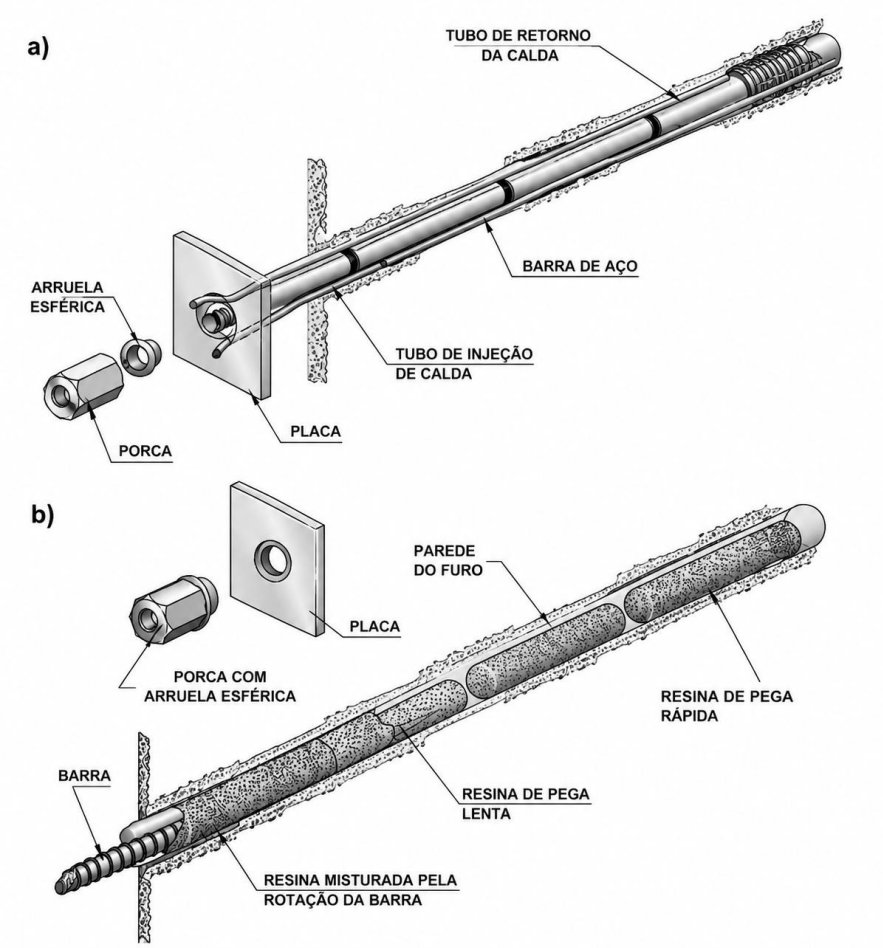


Figura 12.1 — Exemplos de ancoragens: (a) tirante com injeção de calda; (b) tirante com cartuchos de resina de pega rápida e lenta.

Aprofundamento — Exemplo 12.2: força de ancoragem para um bloco planar

Uma força de ancoragem T por metro de talude, instalada formando um ângulo θ com o plano de ruptura, acrescenta T sen θ à força normal e T cos θ à resistência tangencial. Na formulação da Seção 11.3:

$$FS = \frac{c'A + \left(W\cos\psi_p - U - V\text{sen}\psi_p + T\text{sen}\theta\right)\tan\phi'}{W\text{sen}\psi_p + V\cos\psi_p - T\cos\theta}$$

Para o talude do Exemplo 11.2 com a fenda meio cheia (FS = 0,92), elevar o FS a 1,3 com θ = 30° exige T ≈ 1.210 kN por metro de talude. Com θ = 90° (ancoragem perpendicular ao plano), seriam necessários cerca de 2.790 kN/m. O ângulo ótimo, que minimiza T, satisfaz tan θ = tan ϕ'/FS (cerca de 26° neste caso): nessa inclinação a ancoragem contribui de forma equilibrada com força normal e força tangencial.

A força exigida é elevada para um talude de 30 m de altura — equivale a vários cabos de grande capacidade a cada metro linear. Em grandes taludes, por isso, o reforço raramente é a solução econômica; drenagem e geometria costumam ser mais eficientes. O reforço é mais indicado para blocos e cunhas de bancada e para setores críticos localizados.

12.4.2 Telas metálicas

Telas de aço, fixadas por chumbadores, contêm pequenos fragmentos entre os elementos de ancoragem e reduzem a queda de blocos na face (Figura 12.2). Em taludes de mina, são usadas em trechos críticos sobre rampas e acessos, frequentemente combinadas com concreto projetado. Também existem telas de alta resistência e barreiras dinâmicas para proteção contra queda de blocos.

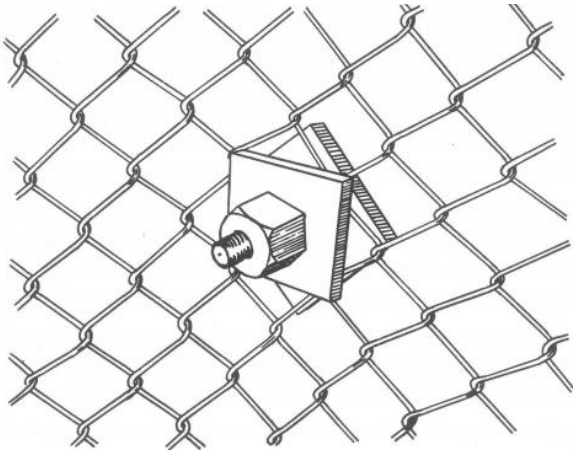


Figura 12.2 — Tela metálica fixada ao maciço por chumbador e placa.

12.4.3 Concreto projetado

O concreto projetado é aplicado por via seca ou via úmida, com espessuras usuais de 50 a 150 mm, frequentemente reforçado com fibras ou tela. Em taludes, protege a face contra intemperismo e erosão, sobretudo em rochas que se degradam ao serem expostas, e contém fragmentos. Por ser pouco permeável, **deve ser sempre acompanhado de drenos** (barbacãs) que impeçam o acúmulo de pressão de água atrás da camada.

Na prática — resumo das medidas de controle e estabilização

- *Geometria*: reduzir ângulos, alargar bermas, retaludar, construir berma de contenção no pé, rever a sequência de lavra.
- *Água*: canaletas de crista, drenagem de bermas, descidas d'água, selamento de trincas, DHPs, poços de rebaixamento.
- *Reforço*: tirantes, chumbadores, cabos, telas, concreto projetado com drenos.
- *Operação*: abatimento e limpeza de bermas, restrição de tráfego, isolamento de áreas críticas.

13 Monitoramento, plano de resposta e segurança operacional

Nenhum projeto elimina a incerteza sobre o maciço. O monitoramento é o que permite verificar as hipóteses de projeto, detectar comportamentos anormais a tempo e transformar a geotecnia em decisões operacionais. O monitoramento deve responder às hipóteses de ruptura: cada instrumento precisa ter um propósito, uma frequência de leitura, um responsável e um nível de alerta associado.

13.1 Métodos de monitoramento

Tabela 13.1 — Métodos de monitoramento e grandezas observadas.

Método	O que monitora	Observações
Inspeção visual	Trincas, blocos soltos, surgências, bermas degradadas	Base de todo o sistema; deve ser registrada e periódica
Marcos superficiais e medidores de trincas	Abertura de trincas, deslocamentos locais	Simples e baratos; ideais em setores com trincas ativas
Prismas com estação total robotizada	Deslocamento superficial em três dimensões	Leituras automáticas em intervalos de minutos a horas
GNSS	Deslocamento superficial em pontos específicos	Independe de linha de visada
Radar de taludes	Deformação superficial contínua de grandes áreas	Precisão submilimétrica; leituras quase em tempo real
Inclinômetros	Deslocamento em profundidade e posição da superfície de ruptura	Instalados em furos que atravessam a zona de movimento
Extensômetros de furo	Deformação ao longo do furo	Detectam abertura de juntas em profundidade
Piezômetros	Nível d’água e poropressão	Verificam hipóteses de água e eficácia da drenagem
Drone, fotogrametria e laser scanner	Geometria, mapeamento, variações de superfície	Comparação temporal de modelos digitais
Sismógrafos	Vibração do desmonte	Controle da carga por espera (Seção 7.5)

13.2 Interpretação dos deslocamentos

Os deslocamentos de um talude costumam ser classificados em dois comportamentos (BROADBENT; ZAVODNI, 1982): **regressivo**, em que a velocidade diminui com o tempo ou se mantém baixa e o movimento tende a cessar se as condições não mudarem — típico da acomodação após a escavação ou de eventos de chuva e desmonte —; e **progressivo**, em que a velocidade aumenta continuamente até o colapso. Um movimento regressivo pode passar a progressivo quando um fator desencadeante atua. Mais importante que o valor absoluto do deslocamento é a **tendência da velocidade**: aceleração sustentada é o principal indicador de ruptura iminente.

O método da velocidade inversa (FUKUZONO, 1985) explora essa tendência. Na fase progressiva, o inverso da velocidade (1/v) tende a diminuir de forma aproximadamente linear com o tempo; extrapolando a reta até 1/v = 0, obtém-se uma estimativa do instante da ruptura.

Aprofundamento — Exemplo 13.1: velocidade inversa
Um prisma registrou as velocidades médias abaixo:

Tempo (h)	0	12	24	36
Velocidade (mm/h)	2,0	2,5	3,3	5,0
1/v (h/mm)	0,50	0,40	0,30	0,20

Os pontos seguem a reta $1/v = 0{,}50 - 0{,}0083\,t$, que intercepta o eixo do tempo em $t \approx 60$ h. A estimativa de ruptura é, portanto, cerca de 24 h após a última leitura.
A previsão é uma ferramenta de apoio à decisão, não uma certeza: a tendência pode mudar com chuva, desmonte ou mudança de mecanismo, e a reta deve ser atualizada a cada nova leitura. A evacuação deve ser decidida pelos gatilhos do plano de resposta, com margem de segurança, e não pela hora prevista.

13.3 Plano de ação por níveis de resposta (TARP)

O **TARP** (*Trigger Action Response Plan*) vincula limites e padrões de comportamento a ações operacionais predefinidas, com responsáveis e prazos. Sua estrutura típica tem quatro níveis (Tabela 13.2).

Tabela 13.2 — Estrutura típica de um TARP para taludes (ilustrativa; os gatilhos devem ser definidos para cada mina).

Nível	Condição típica	Ações típicas
Normal	Velocidades e poropressões dentro do histórico; sem sinais novos	Inspeções e leituras de rotina
Atenção	Velocidade acima do histórico ou sinal novo (trinca, surgência)	Intensificar leituras e inspeções; avaliação geotécnica; comunicar planejamento e operação
Alerta	Aceleração sustentada; abertura progressiva de trincas; elevação piezométrica	Restringir acesso e tráfego; suspender atividades no setor; preparar evacuação; reunião de decisão
Emergência	Aceleração acentuada; ruptura em andamento	Evacuar a área; interditar; acionar o plano de emergência

Valores de gatilho não devem ser copiados entre minas: exigem histórico de monitoramento, calibração com o comportamento do maciço local e responsabilidade técnica. O TARP também deve prever a verificação dos instrumentos — uma leitura anômala pode ser defeito de equipamento —, sem que isso atrase as ações de proteção.

O ciclo de gestão compreende investigação, projeto, instrumentação, acompanhamento, registro de anomalias, retroanálise e atualização dos parâmetros. A comunicação entre geotecnia, planejamento de lavra, desmonte, manutenção e operação é parte essencial da segurança.

13.4 Segurança operacional em áreas de taludes

A estabilidade de taludes é também uma questão de rotina operacional. As práticas a seguir transformam o conhecimento geotécnico em prevenção:

- **inspeção antes do início das atividades**, em cada turno, nas frentes próximas a taludes;
- **comunicação imediata de anomalias**, por canal definido e conhecido por todos;
- **respeito às áreas interditadas** e à sinalização;
- **distância segura do pé e da crista**, sobretudo para equipamentos pesados e pilhas de material;
- **atenção redobrada após chuva intensa** e **após desmontes**, com inspeção antes da liberação da frente;
- **conhecimento dos procedimentos de evacuação** e do plano de emergência, com simulados periódicos.

Na prática — sequência de decisão diante de uma anomalia
1. Afastar pessoas e equipamentos da área de influência. 2. Comunicar a supervisão e a geotecnia. 3. Registrar a anomalia (local, hora, fotografia com escala, evolução). 4. Verificar instrumentos próximos. 5. Aguardar avaliação técnica antes de retomar as atividades. 6. Seguir as ações do nível do TARP correspondente. Em caso de dúvida, trate a condição como do nível mais alto.

14 Exercícios propostos e respostas

Os exercícios estão agrupados por capítulo. Os marcados com (T) são voltados prioritariamente ao curso técnico; os marcados com (E), à engenharia. As respostas numéricas foram arredondadas e servem para conferência; o raciocínio e a discussão das hipóteses são parte essencial de cada resolução.

14.1 Caracterização e classificação (Capítulos 1 a 3)

Exercício 1 (T). Um corpo de prova apresentou W_s = 520 gf, W_{sat} = 531 gf e W_{sub} = 325 gf. Calcule a absorção, a porosidade aparente e a massa específica aparente seca, e classifique a porosidade.

Resposta: i = 2,1%; η = 5,3% (média); ρ_d = 2,52 g/cm^3.

Exercício 2 (T). Uma manobra de sondagem de 1,50 m apresenta segmentos de 0,42 m, 0,33 m, 0,24 m, 0,09 m, 0,22 m e 0,20 m. Calcule o RQD, admitindo recuperação completa e que todas as quebras são naturais.

Resposta: somam-se apenas os segmentos ≥ 0,10 m: 1,41 m; RQD = 94% (excelente).

Exercício 3 (E). Um maciço apresenta RQD = 55%, espaçamento médio de juntas de 0,3 m, σ_c = 60 MPa, juntas pouco rugosas com abertura < 1 mm e paredes duras, e condição seca. (a) Calcule o RMR_{89} básico. (b) Calcule o RMR ajustado para um talude com orientação desfavorável. (c) Para uma família 200/45, face 210/65 e detonação normal, calcule o SMR. (d) Discuta por que o RMR básico, o RMR ajustado e o SMR não devem ser confundidos.

Resposta: (a) 7 + 13 + 10 + 25 + 15 = 70; (b) 70 − 50 = 20 (classe V); (c) F_1 = 0,68, F_2 = 1,0, F_3 = −60, F_4 = 0: SMR ≈ 29 (classe IV).

Exercício 4 (E). Para RQD = 85, duas famílias, juntas rugosas e onduladas, paredes sãs, escavação seca e tensões baixas próximo à superfície, calcule Q e estime o RMR pela correlação de Bieniawski.

Resposta: J_n = 4, J_r = 3, J_a = 1, J_w = 1, SRF = 2,5: Q ≈ 25,5; RMR ≈ 73.

14.2 Tensões e resistência (Capítulos 2 e 4)

Exercício 5 (E). Calcule σ_v e σ_h a 400 m de profundidade para γ = 26 kN/m^3 e E_h = 60 GPa, pelo modelo de Sheorey.

Resposta: σ_v = 10,4 MPa; k = 0,25 + 420 × 0,0035 = 1,72; σ_h ≈ 17,9 MPa.

Exercício 6 (E). Um arenito tem σ_{ci} = 50 MPa e m_i = 17; o maciço tem GSI = 40 e será escavado com desmonte de produção (D = 1,0). Calcule m_b, s, a, σ_{cm} e E_m.

Resposta: m_b ≈ 0,23; s ≈ 4,5 × 10^{-5}; a ≈ 0,511; σ_{cm} ≈ 0,30 MPa; E_m ≈ 2,0 GPa.

Exercício 7 (E). Para uma junta com ϕ_r = 25°, JRC = 8 e JCS = 40 MPa, calcule a resistência ao cisalhamento para σ'_n = 0,2 MPa e 1,0 MPa e o ângulo de atrito efetivo em cada caso.

Resposta: 0,2 MPa: ângulo 43,4°, τ ≈ 0,19 MPa; 1,0 MPa: ângulo 37,8°, τ ≈ 0,78 MPa.

14.3 Geometria e mecanismos (Capítulos 6, 8 e 10)

Exercício 8 (T/E). Seis bancadas de 10 m, com ângulo de face de 75°, são separadas por bermas de 6,5 m. Calcule o ângulo inter-rampa e verifique a largura de berma pelo critério de Ritchie modificado.

Resposta: $\theta_{IR} \approx 51{,}0°$; $B_{mín} = 0{,}2 \times 10 + 4{,}5 = 6{,}5$ m (atende no limite; qualquer perda de crista reduzirá a berma abaixo do mínimo).

Exercício 9 (E). Uma descontinuidade mergulha 42° na direção da face escavada, cuja inclinação é 60°. O ângulo de atrito básico é 30°. Discuta a viabilidade cinemática de escorregamento planar e relacione as condições com o afloramento do plano na face, sem concluir por instabilidade apenas com esses três ângulos.

Resposta: as condições $\phi < \psi_p < \psi_f$ ($30° < 42° < 60°$) e de direção são satisfeitas, portanto o mecanismo é cinematicamente possível. A estabilidade depende ainda de persistência, coesão, água, fenda de tração e liberação lateral, a verificar por equilíbrio limite.

Exercício 10 (T). Para cada sinal da Tabela 8.2, indique quem deve ser comunicado em sua operação e qual registro deve ser feito.

14.4 Equilíbrio limite, água e estabilização (Capítulos 11 e 12)

Exercício 11 (E). Usando a expressão simplificada da ruptura planar, calcule o FS para W = 900 kN, $\alpha = 38°$, c' = 5 kPa, A = 65 m^2, $\phi' = 28°$ e U = 80 kN. Repita para U = 200 kN. Informe todos os termos em kN e interprete o efeito da água.

Resposta: c'A = 325 kN; N = 709,2 kN; T = 554,1 kN. U = 80 kN: atrito = 334,6 kN, FS ≈ 1,19. U = 200 kN: atrito = 270,8 kN, FS ≈ 1,08.

Exercício 12 (E). Um talude com H = 20 m e $\psi_f = 65°$ contém um plano com $\psi_p = 40°$, c' = 15 kPa e $\phi' = 35°$; $\gamma = 26$ kN/m^3. Calcule a profundidade crítica da fenda de tração e o FS seco e com a fenda cheia de água.

Resposta: $z_c \approx 7{,}5$ m; A ≈ 19,5 m^2/m; W ≈ 2.903 kN/m; FS seco ≈ 0,99; com fenda cheia (U ≈ 715 kN/m, V ≈ 275 kN/m), FS ≈ 0,59.

Exercício 13 (E). Refaça o Exemplo 11.5 (método de Bishop) com poropressões nulas em todas as fatias, simulando uma drenagem completa, e compare o ganho de FS com o obtido no Exemplo 12.1.

Exercício 14 (E). No Exercício 12, com a fenda meio cheia, determine a força de ancoragem por metro necessária para FS = 1,3, com $\theta = 30°$, e discuta se a drenagem seria uma alternativa mais eficiente.

14.5 Desmonte e monitoramento (Capítulos 7 e 13)

Exercício 15 (E). Com K = 1.140 e $\beta = 1{,}6$, calcule a carga máxima por espera que mantém a PPV abaixo de 250 mm/s a 30 m de uma face final.

Resposta: $SD = (1.140/250)^{1/1,6} \approx 2{,}58$ m/$kg^{0,5}$; $W \approx (30/2{,}58)^2 \approx 135$ kg por espera.

Exercício 16 (E). Um prisma registrou velocidades de 4,0, 5,0, 6,7 e 10,0 mm/h às 0, 8, 16 e 24 h. Estime o instante de ruptura pelo método da velocidade inversa e discuta como essa estimativa deve ser usada.

Resposta: 1/v cai de 0,25 para 0,10 h/mm, com inclinação de −0,00625 h/mm por hora; a reta intercepta zero em t ≈ 40 h, cerca de 16 h após a última leitura.

Exercício 17 (T). Uma série temporal de deslocamentos mostra aceleração progressiva nas últimas 24 horas e aumento da pressão piezométrica. Redija uma sequência de decisão operacional integrada com inspeção, verificação de instrumento, avaliação técnica, comunicação, restrição de acesso e ações emergenciais condicionadas aos limites do TARP local.

Referências

ABRAMSON, L. W.; LEE, T. S.; SHARMA, S.; BOYCE, G. M. **Slope stability and stabilization methods**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 2002.

BAR, N.; BARTON, N. The Q-slope method for rock slope engineering. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, v. 50, n. 12, p. 3307-3322, 2017.

BARTON, N. Recent experiences with the Q-system of tunnel support design. In: SYMPOSIUM ON EXPLORATION FOR ROCK ENGINEERING, 1976, Johannesburg. **Proceedings** [...]. Rotterdam: A. A. Balkema, 1976. v. 1, p. 107-117.

BARTON, N.; CHOUBEY, V. The shear strength of rock joints in theory and practice. **Rock Mechanics**, v. 10, 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, n. 4, p. 189-236, 1974.

BAUER, A.; CALDER, P. N. **Open pit and blast seminar**. Kingston: Queen's University, Department of Mining Engineering, 1978.

BIENIAWSKI, Z. T. **Engineering rock mass classifications**: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. New York: John Wiley & Sons, 1989.

BRADY, B. H. G.; BROWN, E. T. **Rock mechanics for underground mining**. 3. ed. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 2004.

BROADBENT, C. D.; ZAVODNI, Z. M. Influence of rock structure on stability. In: BRAWNER, C. O. (ed.). **Stability in surface mining**. New York: Society of Mining Engineers, 1982. v. 3, p. 77-89.

DEERE, D. U.; DEERE, D. W. The rock quality designation (RQD) index in practice. In: KIRKALDIE, L. (ed.). **Rock classification systems for engineering purposes**. Philadelphia: ASTM, 1988. p. 91-101. (ASTM STP 984).

FRANKLIN, J. A.; DUSSEAULT, M. B. **Rock engineering**. New York: McGraw-Hill, 1989.

FUKUZONO, T. A new method for predicting the failure time of a slope. In: INTERNATIONAL CONFERENCE AND FIELD WORKSHOP ON LANDSLIDES, 4., 1985, Tokyo. **Proceedings** [...]. Tokyo: Japan Landslide Society, 1985. p. 145-150.

GANGOPADHYAY, S. **Engineering geology**. New Delhi: Oxford University Press, 2013.

GOODMAN, R. E. **Introduction to rock mechanics**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1989.

GOODMAN, R. E.; BRAY, J. W. Toppling of rock slopes. In: SPECIALTY CONFERENCE ON ROCK ENGINEERING FOR FOUNDATIONS AND SLOPES, 1976, Boulder. **Proceedings** [...]. New York: ASCE, 1976. v. 2, p. 201-234.

GRIMSTAD, E.; BARTON, N. Updating the Q-system for NMT. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SPRAYED CONCRETE, 1993, Fagernes. **Proceedings** [...]. Oslo: Norwegian Concrete Association, 1993.

HOEK, E. **Practical rock engineering**. Toronto: Rocscience, 2000.

HOEK, E.; BRAY, J. W. **Rock slope engineering**. 3. ed. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1981.

HOEK, E.; BROWN, E. T. **Underground excavations in rock**. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1980.

HOEK, E.; BROWN, E. T. Practical estimates of rock mass strength. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 34, n. 8, p. 1165-1186, 1997.

HOEK, E.; CARRANZA-TORRES, C.; CORKUM, B. Hoek-Brown failure criterion — 2002 edition. In: NORTH AMERICAN ROCK MECHANICS SYMPOSIUM, 5., 2002, Toronto. **Proceedings** [...]. Toronto: University of Toronto Press, 2002. p. 267-273.

HUDSON, J. A.; HARRISON, J. P. **Engineering rock mechanics**: an introduction to the principles. Oxford: Pergamon, 1997.

INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY (IAEG). Classification of rocks and soils for engineering geological mapping. Part 1: rock and soil materials. **Bulletin of the International Association of Engineering Geology**, n. 19, p. 364-371, 1979.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS (ISRM). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**, v. 15, n. 6, p. 319-368, 1978.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS (ISRM). **Rock characterization, testing and monitoring**: ISRM suggested methods. Edited by E. T. Brown. Oxford: Pergamon, 1981.

JAEGER, C. **Rock mechanics and engineering**. 2. ed. Cambridge: Cambridge University Press, 1979.

JUMIKIS, A. R. **Rock mechanics**. 2. ed. Houston: Gulf Publishing, 1983.

MAIOR, G. R. S. **Fundamentos básicos dos métodos de lavra subterrânea**. Cachoeiro de Itapemirim: IFES, em preparação.

MARINOS, P.; HOEK, E. GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. In: GEOENG 2000, Melbourne. **Proceedings** [...]. Lancaster: Technomic, 2000. p. 1422-1440.

MARKLAND, J. T. **A useful technique for estimating the stability of rock slopes when the rigid wedge sliding type of failure is expected**. London: Imperial College, 1972. (Rock Mechanics Research Report, 19).

PALMSTRÖM, A. The volumetric joint count: a useful and simple measure of the degree of rock mass jointing. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF THE IAEG, 4., 1982, New Delhi. **Proceedings** [...]. v. 5, p. 221-228.

PALMSTRÖM, A. Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). **Tunnelling and Underground Space Technology**, v. 20, n. 4, p. 362-377, 2005.

PATTON, F. D. Multiple modes of shear failure in rock. In: CONGRESS OF THE INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS, 1., 1966, Lisboa. **Proceedings** [...]. v. 1, p. 509-513.

READ, J.; STACEY, P. (ed.). **Guidelines for open pit slope design**. Collingwood: CSIRO Publishing, 2009.

ROMANA, M. New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON THE ROLE OF ROCK MECHANICS IN EXCAVATIONS FOR MINING AND CIVIL WORKS, 1985, Zacatecas. **Proceedings** [...]. Zacatecas: ISRM, 1985. p. 49-53.

RYAN, T. M.; PRYOR, P. R. Designing catch benches and interramp slopes. In: HUSTRULID, W. A.; McCARTER, M. K.; VAN ZYL, D. J. A. (ed.). **Slope stability in surface mining**. Littleton: SME, 2000. p. 27-38.

SHEOREY, P. R. A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**, v. 31, n. 1, p. 23-34, 1994.

TERZAGHI, K.; RICHART, F. E. Stresses in rock about cavities. **Géotechnique**, v. 3, n. 2, p. 57-90, 1952.

WYLLIE, D. C.; MAH, C. W. **Rock slope engineering**: civil and mining. 4. ed. London: Spon Press, 2004.

Nota editorial. *As referências foram usadas como base conceitual, não como autorização para reprodução de capítulos ou figuras. As tabelas de classificação reproduzem valores numéricos publicados, com indicação da fonte. As figuras de tensões in situ, de categorias de suporte do sistema Q e de ancoragens foram adaptadas a partir de fontes indicadas nas legendas; antes da divulgação comercial, convém confirmar a titularidade e as permissões dessas imagens.*