

2 Comportamento de Taludes em Maciços Rochosos

2.1. Introdução

Taludes rochosos são encontrados tanto em construções civis, como em cortes de estradas, quanto em minerações a céu aberto. Para análise da estabilidade de taludes em rocha devem ser considerados vários fatores importantes (Stacey, 1968) como:

- Estruturas geológicas (juntas, falhas);
- O estado de tensões (tensões *in situ* e tensões induzidas por descarregamentos) e as condições da água subterrânea;
- A resistência das descontinuidades e da rocha intacta;
- A geometria da escavação (ângulo de inclinação dos taludes);
- A aceleração dinâmica devido ao desmonte por explosão ou eventos sísmicos;
- As condições climáticas.

2.2 Estado de tensão *in situ*

O estado de tensão *in situ* é um fator importante para o projeto de estruturas de engenharia em rocha. No entanto, sua determinação *in situ* não é possível somente com medições locais, devendo-se levar em consideração a geologia regional e tectônica da área do projeto (Wittle, 2014).

Segundo Herget (1988), as tensões encontradas no maciço rochoso se agrupam de acordo com sua origem em:

- Tensões gravitacionais, devido ao peso próprio das rochas sobrejacentes;
- Tensões tectônicas, devido a forças geradas por processos orogênicos e/ou tectônicos;
- Tensões residuais;
- Tensões devidas a glaciações passadas,
- Tensões termais;

Adopta-se geralmente que as tensões gravitacionais e as tectônicas são as maiores contribuintes para o estado de tensão in situ.

2.2.1. Tensões Gravitacionais

A tensão gravitacional vertical σ_z pode ser estimada em regiões de topografia horizontal pelo peso da coluna de material sobrejacente ao ponto como (Figura 2.1):

$$\sigma_z = \gamma \cdot z \quad (2.1)$$

onde:

γ : peso específico do maciço rochoso homogêneo;

z : profundidade do ponto de avaliação.

A estimativa da tensão horizontal resulta ser mais difícil devido à atuação das tensões tectônicas.

Admitindo o maciço como material elástico linear, homogêneo e isotrópico as tensões horizontais σ_x e σ_y são usualmente determinadas por

$$\sigma_x = \sigma_y = K_0 \cdot \sigma_z = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_z \quad (2.2)$$

K_0 : coeficiente de empuxo no repouso

ν : coeficiente de Poisson

Como $0 \leq \nu \leq 0,5$ constata-se que $K_0 \leq 1$ ou seja $\sigma_x = \sigma_y \leq \sigma_z$. Em regiões de alta atividade tectônica, tais como nos Andes, as tensões horizontais podem ser maiores do que as tensões verticais e correlações alternativas deveriam ser empregadas.

Sheery (1994) desenvolveu um modelo de tensão termo-elastoestático da terra, na qual considerou a curvatura da crosta terrestre e a variação das constantes elásticas, a densidade e os coeficientes de expansão termal da crosta e do manto. Como resultado do modelo, o autor obteve uma equação simplificada para a estimativa do valor do coeficiente de empuxo no repouso (equação 2.3):

$$k_0 = 0,25 + 7E_h \left(0,001 + \frac{1}{z} \right) \quad (2.3)$$

Onde z (m) é a profundidade e E_h (GPa) é o módulo de deformabilidade médio da parte superior da crosta terrestre medido na direção horizontal, que é uma direção importante, particularmente em rochas sedimentares, nas quais o módulo de deformabilidade pode ter valores significativamente diferentes em diferentes direções.

De acordo com o mapa mundial de tensões Word Stress Map (Heidbach et al., 2008) a mineração Jinzao Mining, objeto desta pesquisa, se encontra em zonas de falhas onde se espera valores de $K_0 > 1$ (Figura 2.2). Entretanto, como não há estudos específicos sobre o estado de tensão local adotou-se como hipótese de tensões horizontais a Eq. (2.2). Adicionalmente, a geração de tensões horizontais para a condição $K_0 > 1$ em certos programas computacionais, como Plaxis 2D e Plaxis 3D utilizados neste trabalho, não é simples, devendo-se utilizar técnica de construção de um camada adicional de rocha acima da superfície atual do maciço considerando um coeficiente de Poisson superior ao da rocha para, em etapa sequencial, proceder sua remoção com o coeficiente de Poisson real, mais baixo, e assim aumentar os valores das tensões horizontais iniciais. Entretanto, com este método de inicialização de tensões resulta que o valor de K_0 não é único para todos os pontos do maciço.

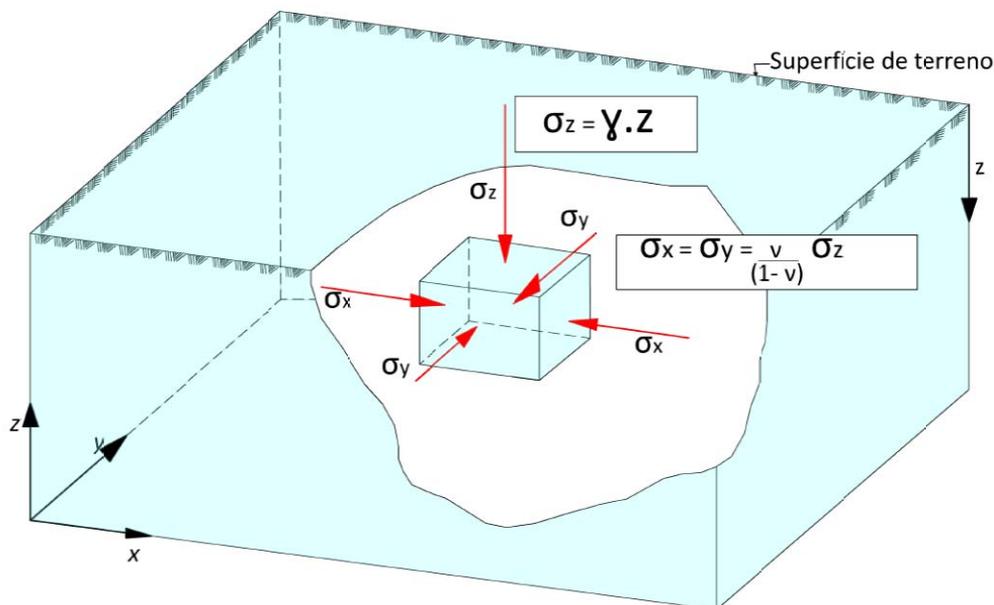


Figura 2.1 - Estado de tensão *In situ* devido à gravidade em um maciço rochoso homogêneo, isotrópico e com a superfície horizontal (Wittke, 2014).

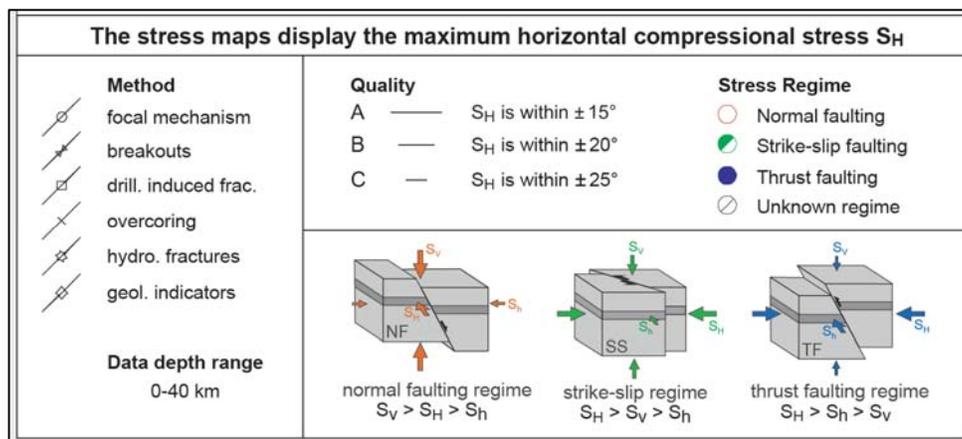
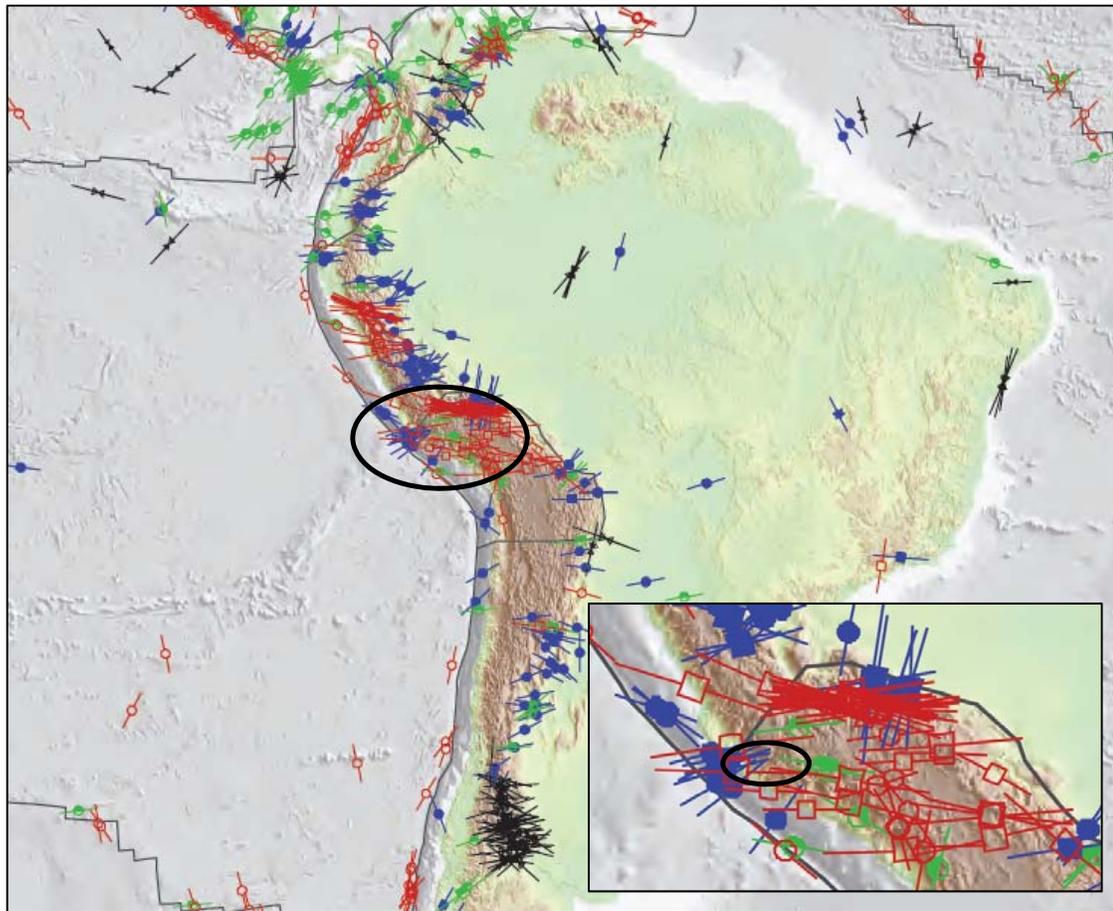


Figura 2.2 - Mapa de tensões da região do projeto Jinzao Mining segundo o World Stress Map (Heidbach et al., 2008).

2.2.2 Tensões Induzidas

Durante um processo de escavação a céu aberto, o estado de tensões iniciais é perturbado com o avanço da escavação. A mudança da geometria força uma redistribuição das tensões no maciço de rocha, conforme mostra a Figura 2.3, que evidencia o desenvolvimento de uma zona de alívio de tensões nas proximidades da face do talude resultante do desconfinamento do maciço rochoso. Nesta região a diminuição das tensões normais pode gerar a abertura de fissuras pré-existentes e problemas de escorregamentos devido à redução da resistência ao cisalhamento dos materiais, função do nível de tensões normais pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

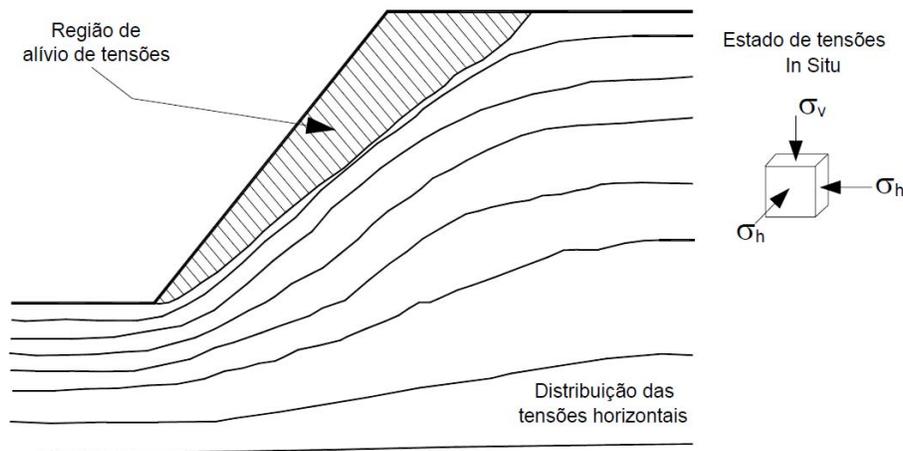


Figura 2.3 - Representação bidimensional da redistribuição da componente de tensão horizontal em uma escavação a céu aberto (Sjöberg, 1999).

Segundo Stacey (1970, 1972, 1973) e Sjöberg (1999) as tensões principais resultam paralelas e perpendiculares à face do talude após a escavação, gerando assim concentração de tensões na região do pé do talude que podem ocasionar instabilidade devido a tensões induzidas pela escavação. Sjöberg (1999) e Hoek et al. (2000) lembram que incrementando a altura dos taludes, as tensões também se incrementam e, portanto, o risco de ocorrência de rupturas.

2.3. Descontinuidades em taludes rochosos

Segundo Priest (1993) as descontinuidades têm influência sobre a deformabilidade de maciços rochosos por uma combinação de um ou mais dos seguintes processos:

- (i) o deslocamento de blocos adjacentes pode gerar uma abertura, com rigidez insignificante em comparação à da rocha circundante;
- (ii) deslocamentos ao longo de uma descontinuidade com superfície irregular pode gerar tritramento local nos pontos de contato e criar um mecanismo de ruptura complexo que depende de fatores tais como a geometria da potencial superfície de ruptura inicial e as propriedades da rocha incluindo as características de resistência pós-pico;
- (iii) a rocha adjacente à descontinuidade pode tornar-se fraturada, sem ou com material de preenchimento, originando uma zona com diferentes propriedades mecânicas do que a rocha circundante.

Na maioria dos casos, estes processos produzem uma região de maior deformabilidade com espessuras que variam de uma fração de milímetros a vários metros. Assim, descontinuidades são um fator de grande influência no comportamento mecânico (e hidráulico) de maciços rochosos, em termos de deslocamentos e de resistência ao cisalhamento (fator de segurança).

O termo descontinuidade é aqui empregado para referir-se a qualquer estrutura geológica que denote uma separação na rocha continua, com uma resistência efetiva à tração igual a zero (Hudson & Harrison, 1997).

2.3.1. Tipos de Descontinuidades

Investigações geológicas categorizam as descontinuidades de acordo com sua formação. Os tipos mais comuns de descontinuidades são definidos como (Wyllie & Mah, 2005):

- **Falha:** é uma descontinuidade na qual houve deslocamentos relativos dos blocos. Geralmente as falhas acontecem devido a sistemas de fraturas paralelas ou subparalelas ao plano de cisalhamento.

Price (1966) define falha como um plano onde aconteceu “sinais óbvios de movimento diferencial do maciço rochoso em ambos os lados deste plano”. A zona de cisalhamento é definida como uma faixa de material adjacente à falha que

se deforma por cisalhamento devido ao alívio de tensões da rocha (Brady & Brown, 2006). Presume-se assim que a falha é induzida quando se produzem acréscimos excessivos de tensões cisalhantes devido à mudança do estado de tensões tectônicas em determinado plano do maciço rochoso.

A superfície da descontinuidade, ou do plano de falha, é especificada por seu mergulho (*dip*) e direção de mergulho (*strike*). A direção de mergulho se refere à orientação, em relação ao norte, da linha resultante da interseção do plano de falha com o plano horizontal, enquanto que o mergulho é o ângulo diedro formado pelo plano de falha com o plano horizontal, tomado perpendicularmente à sua direção. Zoback et al, 1994 citam as seguintes relações entre as tensões principais nestes tipos de falha (Figura 2.4):

$$\sigma_v \gg \sigma_{H \max} \gg \sigma_{h \min} \text{ (falha normal)} \quad (2.4)$$

$$\sigma_{H \max} \gg \sigma_v \gg \sigma_{h \min} \text{ (falha transversal)} \quad (2.5)$$

$$\sigma_{H \max} \gg \sigma_{h \min} \gg \sigma_v \text{ (falha reversa)} \quad (2.6)$$

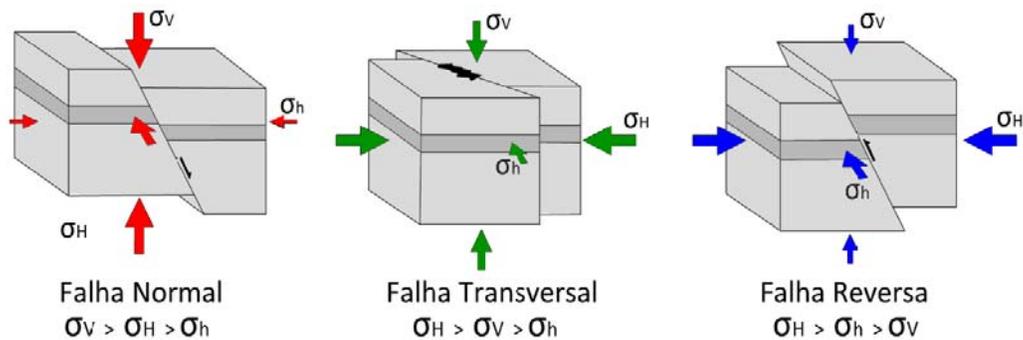


Figura 2.4 - Tipos de falha; a) falha normal, b) falha transversal c) falha reversa.

- **Estratificação:** são superfícies subparalelas em processos de deposição de sedimentos.
- **Foliação:** orientação preferencial de minerais ou bandas de minerais em uma rocha metamórfica.
- **Juntas:** fraturas na rocha na qual não houve movimento relativo observável; de forma geral, elas interceptam a estratificação, a clivagem e a xistosidade e podem ser caracterizadas por famílias de juntas quando são paralelas entre si.
- **Clivagem:** descontinuidades paralelas, formadas em planos incompetentes em uma série de camadas.

- **Xistosidade:** foliações observadas em xistos ou outras rochas cristalinas de grãos grossos, devido ao arranjo dos grãos minerais produzido por metamorfismo.

2.3.1. Falhas preenchidas

Preenchimento é um termo usado para descrever o material que separa as paredes adjacentes da rocha com descontinuidades, como calcita, clorito, argila, silte, breccia, quartzo e pirita. A distância perpendicular entre as paredes é denominada abertura, quando a descontinuidade é aberta, e espessura de preenchimento, quando a descontinuidade é preenchida.

A Tabela 2.1 apresenta uma descrição das aberturas em descontinuidades segundo a ISRM – International Society of Rock Mechanics (ISRM, 1981) enquanto que a Figura 2.5 apresenta suas características típicas.

Tabela 2.1 - Classificação de abertura em descontinuidades (ISRM, 1981).

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

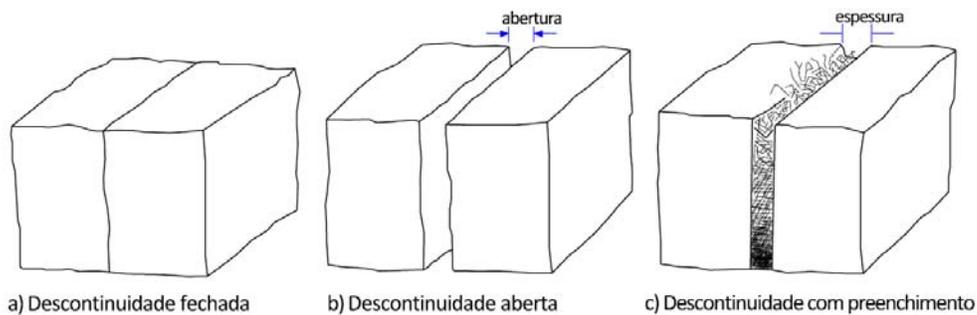


Figura 2.5 - Descrição de descontinuidade fechada, aberta e com material de preenchimento.

O comportamento de descontinuidades preenchidas depende de vários fatores como a mineralogia de material de preenchimento, tamanho de partículas, grau de consolidação, teor de água, coeficiente de permeabilidade, deslocamentos sofridos anteriormente, rugosidade das paredes e espessura da descontinuidade.

Os materiais de preenchimento tem uma grande influência sobre a resistência ao cisalhamento do maciço, pois estes geralmente apresentam valores baixos de resistência. Goodman (1970) demonstrou a importância do preenchimento numa série de ensaios, onde observou que a resistência ao cisalhamento da falha diminui continuamente com o aumento da porcentagem de material de preenchimento (Figura 2.6). Barton (1974) revisou valores de resistência ao cisalhamento de descontinuidades preenchidas apresentando tabelas resumidas com valores típicos de resistência.

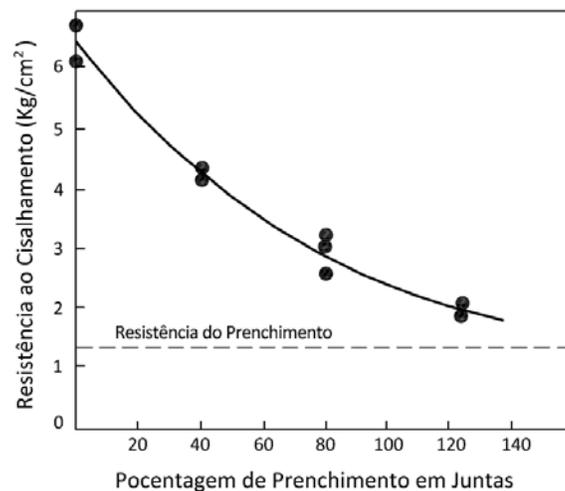


Figura 2.6 - Variação da resistência ao cisalhamento com o incremento da porcentagem de preenchimento da falha (Goodman, 1970).

2.3.3. Rigidez normal e rigidez cisalhante em descontinuidades

Como já mencionado, maciços rochosos normalmente contêm estruturas geológicas como juntas, zonas de cisalhamento, falhas, planos de clivagem, planos de estratificação ou aberturas ao longo de xistosidades ou foliações. Verificou-se que o comportamento tensão-deformação em ensaios executados em rochas com presença de descontinuidades depende de vários fatores mas essencialmente é função da magnitude das tensões normais (Kulhawy, 1975). Goodman et al. (1968) introduziram os termos “rigidez normal” e “rigidez ao cisalhamento” para descrever a variação da tensão normal com respeito ao

deslocamento normal e a variação da tensão cisalhante em relação aos deslocamentos tangenciais observados em falhas.

$$\sigma = k_n \delta_n \quad (2.7)$$

$$\tau = k_s \delta_s \quad (2.8)$$

onde k_n é a rigidez normal, k_s é a rigidez cisalhante, σ a tensão normal, τ a tensão cisalhante, δ_s o deslocamento tangencial e δ_n é o deslocamento normal.

Os dados publicados sobre as propriedades de rigidez de falhas em rochas são limitados. Sínteses podem ser encontrados em Bandis et al. (1983), Kulhawy (1975) e Rosso (1976). Segundo a literatura (Read & Stacey, 2010) os valores de rigidez normal variam de 0,001 a 2000 GPa/m dependendo das características das falhas e das rocha:

- Juntas com preenchimento de baixa resistência: $k_n < 10$ GPa / m;
- Juntas limpas em rochas moderadamente resistentes: $k_n = 10-50$ GPa/m;
- Juntas limpas em rochas altamente resistentes: $k_n = 50-200$ GPa/m.

Por sua vez, os valores de rigidez ao cisalhamento variam de 0,01- 50 GPa/m de acordo com:

- Juntas com preenchimento de baixa resistência: $k_s < 1$ GPa / m
- Juntas limpas em rochas moderadamente resistentes: $k_s < 10$ GPa/m.
- Juntas limpas em rochas resistentes: $k_s < 50$ GPa / m

Goodman et al. (1978), discutem as principais dificuldades e limitações para medir valores de rigidez em ensaios de laboratório ou in situ em rochas apresentando falhas, incluindo fatores como a influência da espessura do material de preenchimento e da rigidez dos próprios equipamentos de ensaio (cisalhamento direto).

Devido ao fato, normalmente os valores de rigidez são estimados mediante simples relações algébricas (Pande et al., 1990):

$$k_n = \frac{E}{t} \quad (2.9)$$

$$k_s = \frac{E}{2(1-\nu)t} \quad (2.10)$$

onde E é o módulo de elasticidade da rocha adjacente, t a espessura equivalente da falha e ν o coeficiente de Poisson da rocha.

De acordo com as investigações de Bandis et al. (1983) os valores de rigidez dependem do nível das tensões atuantes conforme na Figura 2.7. Assim procura-se adotar valores da razão k_n/k_s , tendo como base um valor conhecido de k_s , para em seguida determinar o valor k_n num dado nível de tensão normal.

$$\text{para } \sigma_n < 0,01 \text{ MPa} \Rightarrow k_n = 100k_s \quad (2.11)$$

$$\text{para } \sigma_n \geq 0,01 \text{ MPa} \Rightarrow k_n = 10k_s \quad (2.12)$$

Normalmente para descontinuidades em mineração de rochas situadas em grandes profundidades esta relação é estabelecida como $k_n/k_s=10$. No programa computacional Plaxis 2D e Plaxis 3D utilizados nesta pesquisa o valor implicitamente considerado é $k_n/k_s=11$.

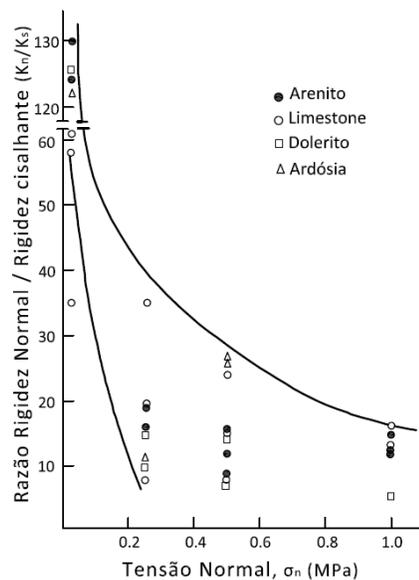


Figura 2.7 - Razão k_n/k_s em função de σ_n (Bandis et al., 1983).

2.4 Critério de ruptura generalizado de Hoek-Brown

O critério desenvolvido por Hoek e Brown (1980) surgiu com a necessidade de empregar dados geológicos de campo na estimativa da resistência de maciços rochosos para análises de projetos de escavações subterrâneas. Iniciou com base em resultados de ruptura em rochas intactas, sendo em seguida expandido para maciços rochosos fraturados.

Em 2002 é proposto o critério generalizado de Hoek e Brown (Hoek et al., 2002) que utiliza o sistema de classificação geomecânica GSI (Geological Strength Index) proposto inicialmente por Hoek et al. (1995) e modificada por Hoek

et al. (2002), apresentado no anexo A do presente trabalho. O parâmetro GSI é índice que relaciona a resistência ao cisalhamento do maciço com suas características geológicas estruturais.

O critério generalizado de Hoek e Brown é matematicamente expresso por

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} + s \right)^a \quad (2.13)$$

Onde σ'_1 é a tensão efetiva principal máxima, σ'_3 a tensão efetiva principal mínima, σ_{ci} a resistência à compressão simples da rocha intacta, m_b o valor reduzido da constante m_i , s e a constantes do modelo constitutivo, estas últimas determinadas preferencialmente por retroanálises de resultados de ensaios triaxiais.

Os valores de m_b , s , a são dados pelas seguintes expressões:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (2.14)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (2.15)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (2.16)$$

onde $0 \leq D \leq 1$ é um fator que depende do grau de perturbação da massa de rocha que foi submetida ao dano, por explosão ou relaxação de tensões.

Embora GSI seja geralmente estimado a partir de tabelas descritivas e qualitativas (anexo A) os resultados disponíveis dos ensaios de campo em função do índice RMR (Rock Mass Rating), conforme Tabela 3.1, foram utilizados para sua determinação pela seguinte relação:

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad \text{para } RMR > 23 \quad (2.17)$$

O RMR_{89} é a classificação - Bieniawski 1989, o parâmetro D, de acordo com o relatório da mineração (Buenaventura Ingenieros S.A, BISA, 2011), foi

assumido igual a 0.85 para toda a zona escavada próxima à superfície e igual a 0.70 para a zona mais afastada das explosões.

A resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso (σ_{cm}) pode ser determinada substituindo $\sigma'_3 = 0$ na equação (2.13),

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} S^a \quad (2.18)$$

e a resistência à tração do maciço rochoso (σ_{tm}) determinada substituindo $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_{tm}$ na equação (2.13),

$$\sigma_{tm} = -\frac{S\sigma_{ci}}{m_b} \quad (2.19)$$

As tensões normal e de cisalhamento estão relacionadas com as tensões principais de acordo com Hoek et al. (2002) por,

$$\sigma_n = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \frac{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} - 1}{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} + 1} \quad (2.20)$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cdot \frac{\sqrt{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3}}}{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} + 1} \quad (2.21)$$

onde:

$$\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} = 1 + am_b \left(\frac{m_b \sigma'_3}{\sigma_{ci} + S} \right)^{a-1} \quad (2.22)$$

2.4.1 Critério de ruptura Mohr-Coulomb

A maioria dos programas computacionais para a engenharia geotécnica utiliza o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, neste caso sendo necessária a estimativa dos parâmetros de resistência equivalentes (c' e ϕ') com base nos parâmetros do critério generalizado de Hoek e Brown. Esta determinação é feita mediante um ajuste linear à envoltória não linear da equação (2.13) para um

determinado intervalo das tensões de confinamento $\sigma_{tm} < \sigma_3 < \sigma'_{3max}$ (Hoek et al., 2002) conforme ilustra a Figura 3.3.

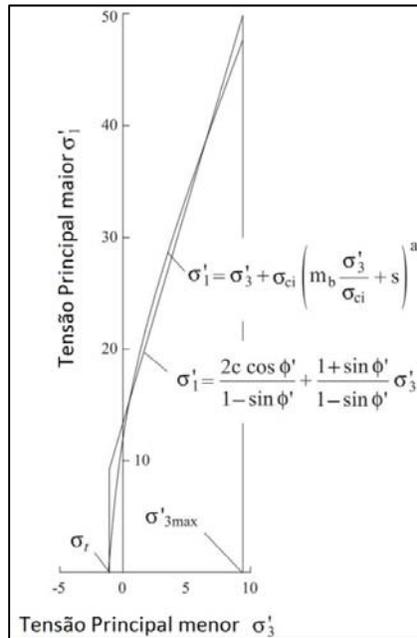


Figura 2.8 Relações entre as tensões principais máxima e mínima nos critérios de Hoek-Brown e de Mohr-Coulomb (Hoek et al., 2002).

A coesão (c') e o ângulo de atrito (ϕ') podem ser obtidos a partir das seguintes equações:

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (2.23)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-2a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + [6am_b((s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1})]/(1+a)(2+a)}} \quad (2.24)$$

onde:

$$\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{ci}} \quad (2.25)$$

No caso de taludes, Hoek et al. (Hoek et al., 2002) propõem uma relação para a estimativa da tensão de confinamento máxima (σ'_{3max}) baseados em estudos de ruptura circular em taludes pelo método de Bishop Simplificado,

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} \quad (2.26)$$

onde γ é o peso específico do material e H a altura do talude.

Finalmente, a resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb (τ) para determina tensão normal (σ) é estimada pelo bem conhecido critério de Mohr-Coulomb,

$$\tau = c' + \sigma \tan(\phi') \quad (2.27)$$

ou, em termos das tensões principais,

$$\sigma_1 = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \cdot \sigma_3 \quad (2.28)$$

2.4.2 Módulo de elasticidade

De acordo com o critério generalizado de Hoek-Brown o módulo de elasticidade de um maciço rochoso pode ser obtido pelas seguintes equações empíricas,

$$E_m(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100} 10^{\frac{GSI-10}{40}}} \quad (2.29)$$

$$E_m(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (2.30)$$

A equação (2.29) é empregada para $\sigma_{ci} \leq 100$ Mpa enquanto que a equação (3.18) para $\sigma_{ci} \geq 100$ MPa .

2.5. Tipos e Mecanismos de Ruptura em Taludes Fraturados

Os tipos e mecanismos de ruptura são determinados de acordo com a características geológicas (orientação e distribuição das descontinuidades), o estado de tensões do maciço rochoso, que influencia a resistência ao cisalhamento do maciço rochoso e das descontinuidades, bem como o método de

escavação. Na atualidade, devido ao grande incremento de minas a céu aberto, atingindo grandes profundidades de escavação, é de grande importância controlar estes fatores devido à redistribuição de tensões que pode levar taludes ao colapso. Segundo Sjöberg (1999) os tipos de ruptura em taludes podem ser agrupados em rupturas planares, rupturas rotacionais e deslizamento ou tombamento de blocos.

2.5.1. Rupturas planares

Este tipo de ruptura acontece devido a possíveis combinações entre uma ou mais descontinuidades, formando blocos ou cunhas que se movimentam livremente sobre planos ou segmentos de superfícies inclinados (degraus) ou quase horizontais (lajes).

A Figura 2.9 apresenta diferentes tipos de ruptura planar, sendo a mais simples aquela provocada por uma descontinuidade que mergulha na direção do talude. A ruptura por cunha é formada por duas descontinuidades que afloram no talude em forma de cunha e deslizam na direção da linha de interseção.

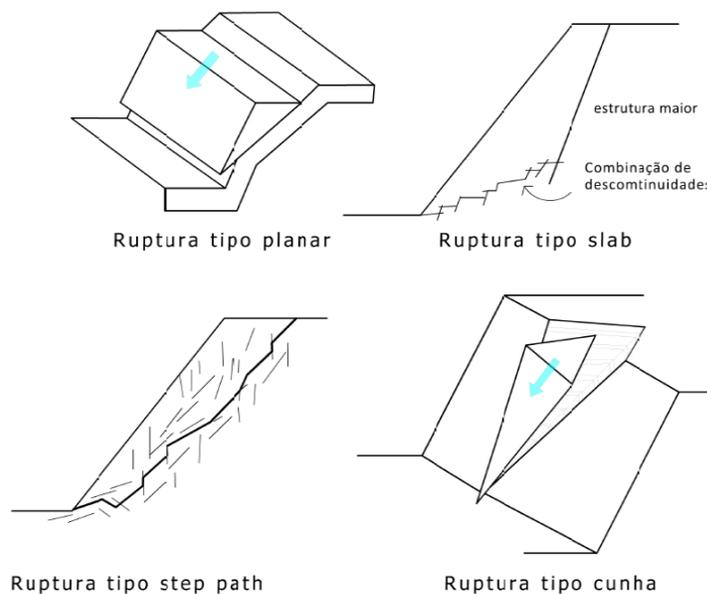


Figura 2.9 - Combinação de descontinuidades formando rupturas planares.

A união de várias descontinuidades conectadas leva a ocorrência de outras configurações de ruptura como a ruptura em degraus (step-path) ou formada por sub-trechos quase horizontais (em lajes). Este último tipo de ruptura ocorre por

cisalhamento na base do talude devido a descontinuidades conectadas a uma estrutura principal maior.

2.5.2. Rupturas rotacionais

A ruptura rotacional ocorre tipicamente em maciços de solo homogêneo ou maciços rochosos muito alterados ou intensamente fraturados onde os planos de descontinuidades não controlam o mecanismo de instabilidade do talude (Sjöberg, 1999). Segundo Hoek & Bray (1996) este tipo de ruptura pode acontecer em taludes onde não existem características estruturais predominantes. Em taludes de grande altura isto é um importante elemento a ser considerado pois quanto maior a profundidade da escavação maior é a probabilidade de uma ruptura rotacional acontecer. Sjöberg (1999) menciona que uma ruptura rotacional pode iniciar primeiramente ao longo de descontinuidades pré-existentes, com os movimentos de translação e rotação de blocos individuais contribuindo para a formação da superfície global rotacional do talude. O resultado seria uma superfície em degrau curva, conforme ilustração no canto inferior direito da Figura 2.10.

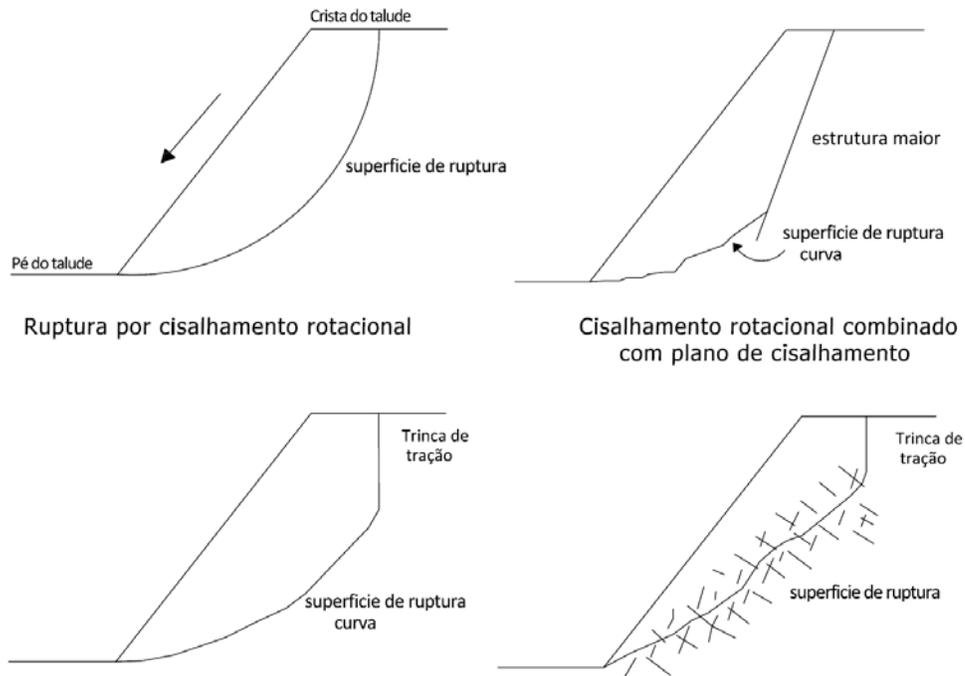


Figura 2.10 - Ruptura rotacional e combinada com rupturas planas.

2.5.3. Deslizamento e tombamento de blocos

A principal característica deste tipo de ruptura é o colapso progressivo do material rochoso do talude. Este tipo de ruptura é muito comum em escavações de grande altura. Segundo Sjöberg (1999), o início da ruptura pelo pé do talude e a presença de descontinuidades no maciço rochoso podem desencadear rupturas secundárias, com grandes blocos ou cunhas de rocha apresentando movimentos de deslizamento ou tombamento, como na Figura 2.11.

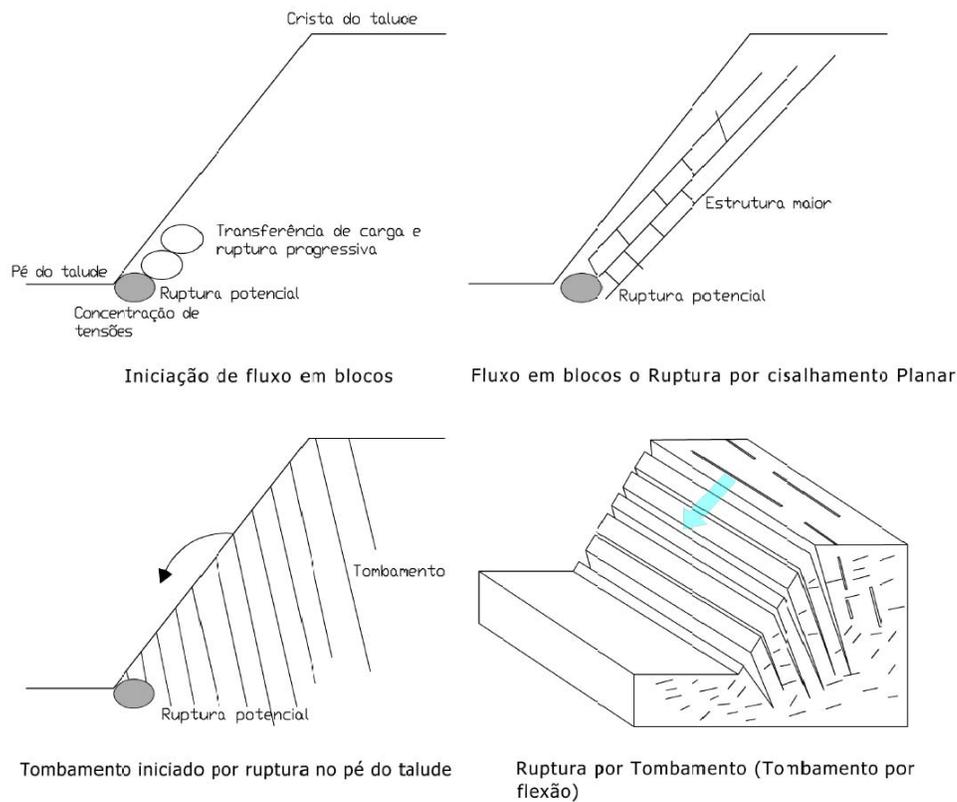


Figura 2.11 - Deslizamento e tombamento de blocos (Sjöberg, 1999).

De maneira geral blocos de maior altura em relação a comprimento da base tendem a tombar enquanto que blocos de maior área em relação à altura apresentam tendência de deslizamento. A ruptura por tombamento de taludes de minas em geral acontece quando as descontinuidades mergulham em direção contrária ao talude como ilustrado na Figura 2.11.

2.6. Métodos de análise de estabilidade de taludes

Em uma mina a céu aberto, o projeto adequado de taludes é um dos grandes desafios, pois este determina a segurança durante sua operação. Esta é quantificada por um fator de segurança (FS), que pode ser estimado de forma parcial (inter-rampas) ou globalmente.

Na literatura, há várias técnicas para uma avaliação determinística da estabilidade de taludes, em solo ou rocha as quais podem ser classificadas em dois importantes grupos: (i) método de equilíbrio limite (MEL) e (ii) método de elementos finitos (MEF).

2.6.1. Método de equilíbrio limite

Métodos de equilíbrio limite são muito empregados para análises de estabilidade de taludes devido à sua simplicidade. De forma geral admitem uma geometria de superfície de ruptura simples, circular, plana, poligonal ou mista, e que todos os pontos ao longo da mesma atingem simultaneamente o fator de segurança crítico $FS = 1$ no colapso.

A aplicação de método de equilíbrio limite na estabilidade de taludes pode ser feita por (Moreira, 2011):

- Método geral – as condições de equilíbrio estático são aplicadas a todo o corpo potencialmente instável, cujo comportamento é admitido como corpo rígido;
- Método das fatias – a massa do corpo potencialmente instável é dividida em fatias verticais, onde as condições de equilíbrio são aplicadas de forma isolada para cada fatia;
- Método das cunhas – a massa de corpo potencialmente instável é dividida em cunhas, onde as condições de equilíbrio são aplicadas de forma isolada para cada cunha.

No presente trabalho será empregado apenas o método das fatias e, por esta razão, apenas os fundamentos do mesmo, já de amplo conhecimento de engenheiros geotécnicos, serão brevemente revistos.

No método das fatias existem $(6n - 2)$ incógnitas e $4n$ equações de equilíbrio estático, incluindo n equações relativas ao critério de Mohr-Coulomb, relacionando a resistência ao cisalhamento com tensões normais atuantes nas bases das fatias,

como detalhado na Tabela 2.2 e Figura 2.12. A solução é, portanto, estaticamente indeterminada. O número de incógnitas pode ser reduzido assumindo-se certas hipóteses simplificadoras como, por exemplo, que a força normal na base da fatia atua no seu ponto médio, o que reduz o sistema para determinação de $(5n - 2)$ incógnitas. Outras $(n-2)$ hipóteses são necessárias para a solução do problema e, dependendo da natureza destas, a versão do método das fatias podem ser classificada como simplificada, na qual as equações de equilíbrio são parcialmente satisfeitas, ou rigorosa, onde as $4n$ equações são atendidas. As diversas versões do método das fatias são resumidas na Tabela 2.3.

Tabela 2.2 - Equações e incógnitas no método das fatias.

Equação	Condição
n	Equilíbrio de momento para cada fatia ($\sum M=0$).
2n	Equilíbrio de forças para cada fatia ($\sum F_h=0$ e $\sum F_v=0$).
n	Critério de Mohr-Coulomb entre a resistência ao cisalhamento e a tensão efetiva normal na base da fatia.
4n	Número total de equações disponível.
Incógnita	Variável
1	Fator de Segurança (FS).
n	Força normal na base de cada fatia N_o .
n	Posição da força normal na base da fatia.
n	Força tangencial ao longo da base de cada fatia T_s .
n-1	Força horizontal entre fatias, E_1 e E_{1+1} .
n-1	Força vertical entre fatias, X_1 e X_{1+1} .
n-1	Linha de ação das forças entre fatias.
6n-2	Número total de incógnitas.

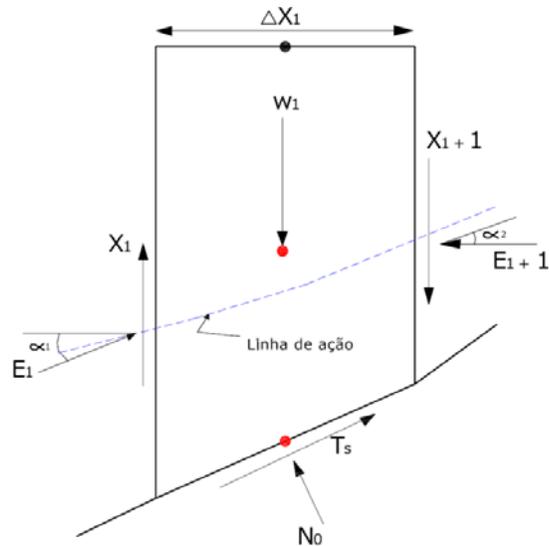


Figura 2.12 - Forças atuantes sobre uma fatia individual no método das fatias.

Tabela 2.3 - Condições de equilíbrio estático satisfeitas pelos métodos de equilíbrio limite. (Abramson et al, 2002).

Método	Equilíbrio de forças		Equilíbrio de Momentos
	X	Y	
Ordinário (Fellenius)	Não	Não	Sim
Simplificado de Bishop	Sim	Não	Sim
Simplificado de Janbu	Sim	Sim	Não
Lowe e Karafiath	Sim	Sim	Não
Corpo de engenheiros	Sim	Sim	Não
Spencer	Sim	Sim	Sim
Rigoroso de Bishop	Sim	Sim	Sim
Generalizado de Janbu	Sim	Sim	Não
Sarma	Sim	Sim	Sim
Morgenstern - Price (GLE)	Sim	Sim	Sim

No presente trabalho foi empregado o método generalizado de equilíbrio limite (GLE) proposto por Morgenstern e Price que pode ser aplicado para casos de superfícies circulares ou não. Emprega uma formulação baseada na seleção de uma função apropriada para descrever a variação dos ângulos das forças entre fatias de modo a assegurar o equilíbrio completo em termos de forças e momentos (Abramson et al, 2002). A implementação deste método é comum em vários programas computacionais para análises de estabilidade de taludes, incluindo o programa Slide (Rocsience, 2015b) utilizado nesta pesquisa.

Métodos de equilíbrio limite não consideram a relação tensão – deformação de materiais e desconsideram, portanto, a influência da concentração de tensões nos pés de taludes, fenômeno importante em escavações de grande profundidade. Também não distinguem, por exemplo, se o talude é uma encosta natural ou resultou da construção de um aterro ou escavação.

2.6.2. Método dos elementos finitos

Na atualidade o método dos elementos finitos (MEF) é o método numérico mais amplamente aplicado nos campos da ciência e da engenharia. Desde a sua origem na década de 1960, tem sido empregado para a solução aproximada de problemas da mecânica de rochas, conseguindo simular o comportamento de maciços rochosos de forma mais realista com a incorporação de elementos de junta ou interface (Naylor et. al, 1981; Pande et. Al, 1990; Wittke, 1990; Beer et. Al, 1992).

O elemento de junta conecta dois elementos finitos contínuos mediante uma interface de transição, com graus de liberdade independentes para representar deslocamentos relativos entre os elementos. O desenvolvimento de elementos de junta foi motivado pela necessidade de avaliar o comportamento mecânico de maciços rochosos com presença de descontinuidades, com grande contribuição inicial das pesquisas de Goodman (1976) e Goodman et. al, (1968) que apresentaram o elemento de interface de espessura nula. Zienkiewicz et al. (1970) desenvolveram um elemento de junta curvo de seis nós com espessura finita, podendo considerar propriedades ortotrópicas, e Ghaboussi et al., (1973) propuseram um elemento de junta baseado em conceitos de plasticidade, discutindo os possíveis problemas resultantes de mal condicionamento da matriz de rigidez.

Beer (1985) desenvolveu um elemento de junta baseado naquele proposto por Ghaboussi et al., (1973), porém adotando uma formulação isoparamétrica com espessura nula. Day & Potts (1994) também propuseram um elemento de interface baseado no elemento de Goodman et al. (1968), discutindo dificuldades numéricas devido a grandes diferenças de rigidez entre o elemento de junta e elementos adjacentes, bem como problemas de geração de malha devido à característica do elemento de apresentar as mesmas coordenadas dos nós dos lados dos elementos finitos adjacentes.

Apesar dos avanços atribuídas a estas pesquisas, a incorporação de elementos de junta e a simulação da propagação de falhas em maciços rochosos continuam a ser um fator limitante na aplicação do MEF em problemas de estabilidade de taludes em maciços rochosos fraturados. O método sofre com o fato que a matriz de rigidez global tende a ser mal condicionada, quando muitos elementos de junta são incorporados. Rotações e deslocamentos de blocos com abertura de fraturas são mais difíceis de serem representados em um método originalmente desenvolvido para representação de problemas da mecânica dos meios contínuos.

2.6.2.1

Análises de Estabilidade pela Técnica de Redução dos Parâmetros de Resistência

O emprego no MEF na análise da estabilidade de taludes foi introduzido por introduzido por Zienkiewicz (1975) considerando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. O método inicia com a premissa de considerar um fator de segurança local crítico igual a um, definido por

$$FS = \frac{\tau_{maxima\ disponível}}{\tau_{necessario\ para\ equilibrio}} = \frac{c + \sigma_n \tan \varphi}{c_r + \sigma_n \tan \varphi_r} \quad (2.31)$$

onde o fator de segurança FS é definido como a relação entre a resistência ao cisalhamento disponível e a resistência ao cisalhamento mínima para equilíbrio.

O método de redução dos parâmetros consiste em diminuir progressivamente os parâmetros de resistência c e $\tan\phi$ por um fator α até a ocorrência de ruptura do talude, identificada pela não convergência do sistema de equações não lineares que descreve o comportamento mecânico do talude.

$$\alpha = \frac{\tan\phi_{inicial}}{\tan\phi_{reduzido}} = \frac{c_{inicial}}{c_{reduzido}} = \sum Msf \quad (2.32)$$

Nos programas computacionais Plaxis 2D e Plaxis 3D a razão $\sum Msf$ é aumentada com incrementos de 0,1 até a ocorrência da ruptura; neste ponto, o valor de $\sum Msf$ computado representa o valor do coeficiente de segurança global do talude. O programa computacional Phase2 emprega técnica de solução semelhante.