

2. Propriedades Geomecânicas do Maciço Rochoso

2.1 Introdução

As propriedades geomecânicas do maciço rochoso na determinação de parâmetros geomecânicos são de fundamental importância mas de complexidade elevada, devendo-se adotar metodologias distintas dependendo do tipo de maciço e dos objetivos da análise. Com a acumulação da experiência, foram surgindo sistemas empíricos de classificação dos maciços rochosos, que permitem a caracterização de parâmetros geomecânicos. Estes sistemas têm tido grandes desenvolvimentos e atualizações associados às inovações tecnológicas e à experiência adquirida. Em maciços heterogêneos, a tarefa complica-se, porque o maciço rochoso apresenta-se como um meio descontínuo e anisotrópico, composto de dois tipos de elementos: os blocos rochosos e as descontinuidades.

Os blocos representam a maior parte do volume com propriedades mecânicas quase iguais às da rocha constituinte e que podem ser determinadas através de ensaios (não destrutivos e destrutivos), sem negligenciar os efeitos de escala. As descontinuidades correspondem a um volume bastante mais reduzido. No entanto, atendendo à sua grande deformabilidade e reduzida resistência, sob certo tipo de ações, bem como à sua elevada permeabilidade, são elementos que condicionam fortemente o comportamento hidro-mecânico dos maciços rochosos (Menezes, 2004).

A modelagem implica alguma ordem e muitas vezes o que se encontra é um “caos geotécnico” quase impossível de caracterizar. Assim, as metodologias a serem adotadas para a caracterização destes maciços deverão ser probabilísticas e não mais determinísticas.

Assim, para a mineração a céu aberto, trata-se de uma informação vital, pois é através dela, que em uma primeira análise, se afere da possibilidade ou não da

realização de atividade mineira. Por tanto, com o advento de ferramentas de cálculo mais avançadas, como a modelagem em elementos finitos, e de sistemas computacionais cada vez mais potentes e rápidos, a mineração a céu aberto passou a ser mais racional e precisa. Para complementar, a utilização de monitoramento e observação nos taludes de minério permitem uma avaliação de soluções projetadas e procedimentos de eventuais correções.

A utilização do método dos elementos finitos em Geotecnia tem permitido, cada vez mais, modelar com realismo o comportamento tensão-deformação-resistência dos maciços. O aumento da complexidade dos modelos tem sido facilitada pelos recursos cada vez maiores dos computadores atuais.

2.2

Efeito Escala e Resistência

A superfície de ruptura em um talude pode consistir em um só plano contínuo ou em uma superfície complexa de vários sistemas de descontinuidades dentro do maciço rochoso. A escolha do valor apropriado da resistência ao cisalhamento, não depende só da disponibilidade dos dados de ensaios, mas também de uma cuidadosa interpretação dos mesmos para clarificar o comportamento do maciço rochoso. Segundo Duncan *et. al.* (2004) a determinação de resultados confiáveis de resistência é um aspecto crítico durante o projeto do talude, devido a que pequenas mudanças na resistência ao cisalhamento pode resultar em mudanças significativas na segurança, altura e o ângulo do talude.

Segundo Hoek (2002), a seleção da resistência apropriada de um talude, vai depender em grande medida na escala relativa entre a superfície de escorregamento e as estruturas geológicas presentes no maciço rochoso. Por exemplo, na figura 2.1, a dimensão que engloba tudo o talude é muito mais grande que a longitude das descontinuidades. Assim, quaisquer superfície potencial de ruptura que passa dentro de maciço rochoso fraturado pode ser usada no projeto do talude para resistência ao cisalhamento do maciço rochoso. Contrariamente, ao nível de bancada do talude, a longitude das descontinuidades é igual à altura de bancada, por tanto pode-se usar a resistência das descontinuidades que mergulham fora do cara da bancada. Finalmente, a uma escala menor que o espaçamento das descontinuidades, onde os blocos da rocha intacta acontecem, pode-se usar a resistência da rocha intacta na avaliação da perfuração e desmonte de rochas.

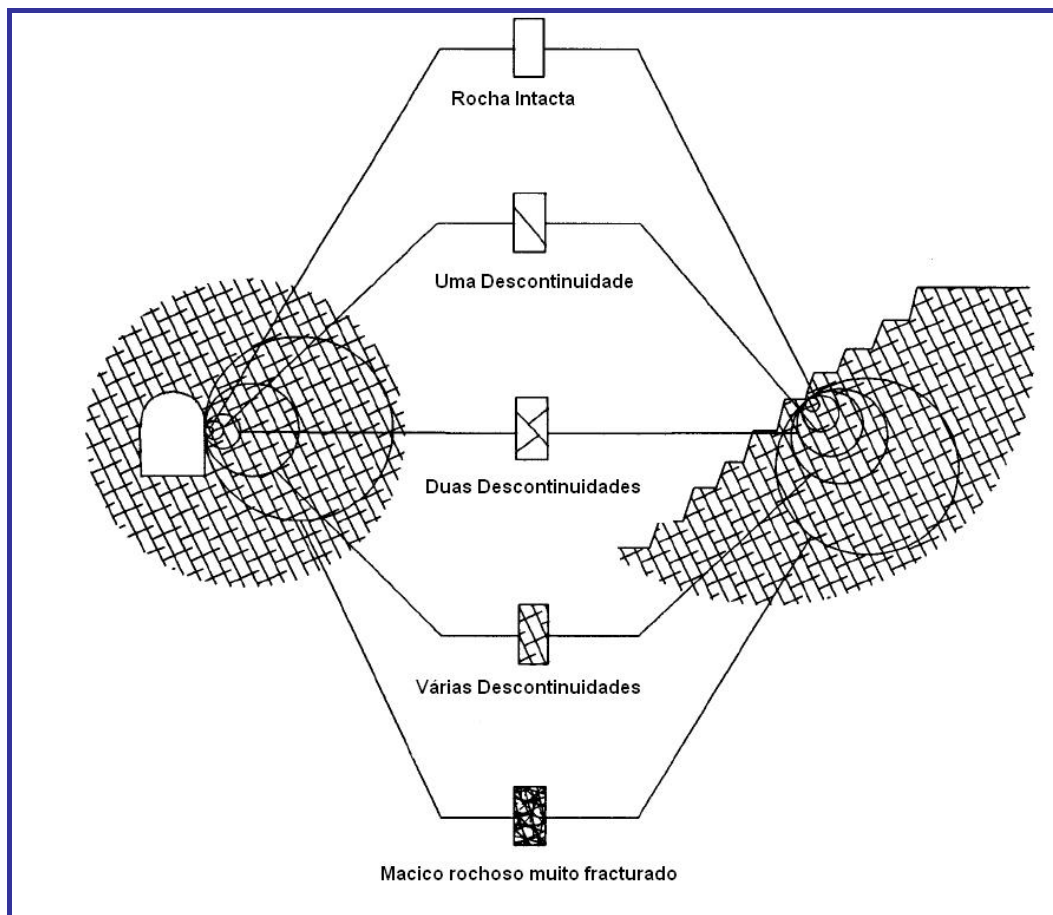


Figura 2.1: Diagrama idealizado mostrando transição desde rocha intacta até o maciço rochoso fraturado com o incremento do tamanho de amostra (Hoek, 2002).

Baseado nos efeitos escala e as condições geológicas mencionados previamente, pode-se usar a resistência apropriada em concordância com os objetivos requeridos, no caso se a ruptura acontece ao longo das superfícies das descontinuidades presentes, ou através do maciço rochoso. A importância desta classificação é mostrada na figura 2.2, onde toda análise de estabilidade deve-se usar à resistência ao cisalhamento, um dos dois: das descontinuidades ou de maciço rochoso, assim, para cada um deles têm diferentes formas de determinar às propriedades de resistência como segue.

Resistência ao cisalhamento da descontinuidade pode ser obtida no campo e no laboratório, e a resistência ao cisalhamento do maciço rochoso pode ser determinada por métodos empíricos que envolvem um dos dois: retro-análises em condições geológicas similares, ou estimadas pelos índices da resistência da rocha.

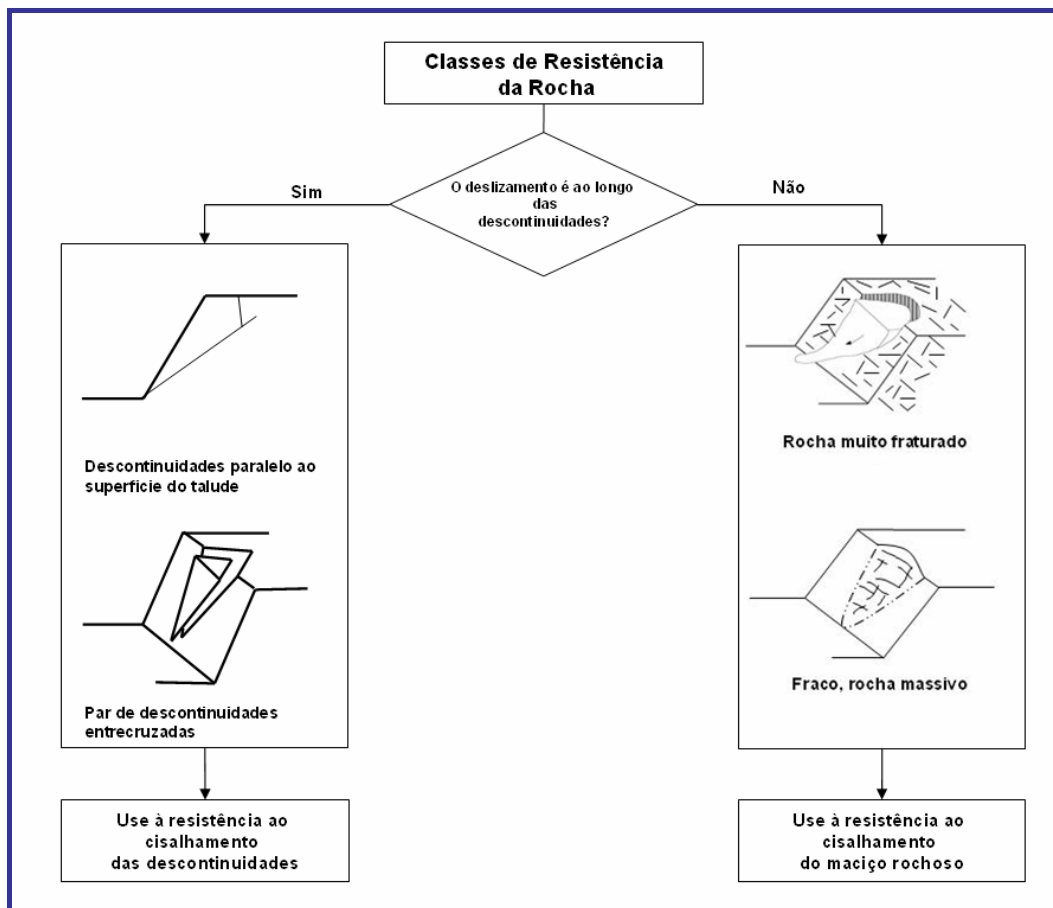


Figura 2.2: Relação entre a Geologia e as classes de resistência da rocha (Duncan et al., 2004)

Board (1996), ilustra no diagrama de Mohr da Fig. 2.3 os possíveis comportamentos de resistência ao cisalhamento para três tipos de descontinuidades e dois tipos de maciços rochosos. A inclinação de cada linha ou envoltória expressa o ângulo de atrito, em tanto que o intercepto com o eixo do esforço de corte expressa a coesão.

Na figura supramencionada, no caso da envoltória (1) se as fraturas são preenchidas com material débil como argilas fracas ou farinha de falha, o ângulo de atrito será baixo, mais poderia existir alguma coesão se o preenchimento não esta perturbado. Se o preenchimento é composto por calcita dura selando as paredes, então, a coesão seria importante.

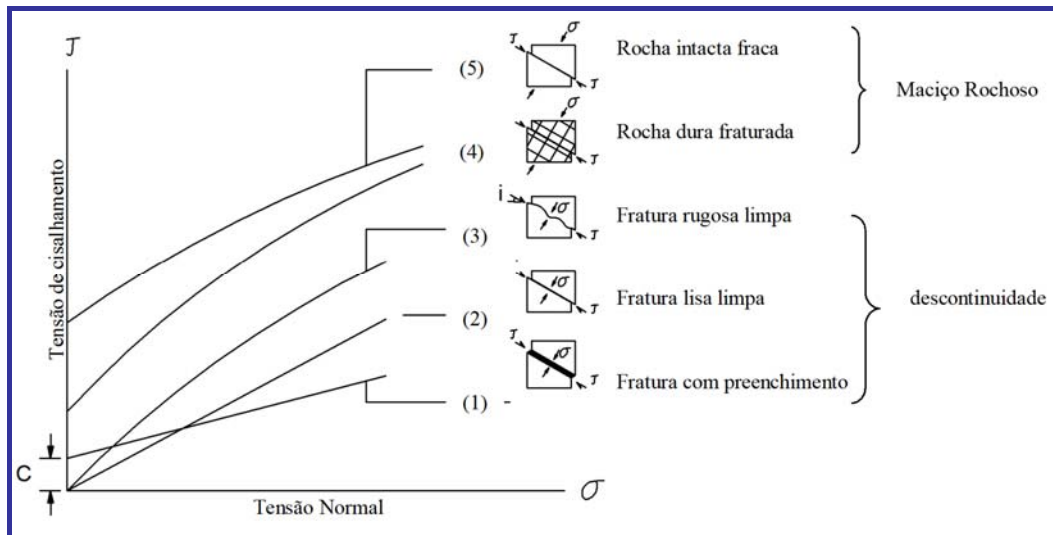


Figura 2.3. Relação entre as tensões de cisalhamento e normal sob uma superfície de ruptura para cinco diferentes condições geológicas (Board, 1996).

Na envoltória (2) as fraturas são limpas y lisas e a coesão é nula o ângulo de atrito (ϕ_b) é dependente do tamanho do grão da rocha. Na envoltória (3) a coesão é nula e o ângulo de atrito é composto de uma componente de atrito da rocha (ϕ_b) e de uma componente (i) relacionada às irregularidades ou asperezas da superfície e a razão entre a resistência da rocha com a tensão normal aplicada. Com o aumento da tensão normal as asperezas são cisalhadas e o ângulo de atrito total progressivamente diminui. No caso da envoltória (4) a ruptura do maciço rochoso ocorre em parte através de rocha intacta e parcialmente ao longo de superfícies de descontinuidades, o qual pode ser expresso por uma envoltória não lineal, dando valores de resistência dependentes da tensão normal atuante, do confinamento e da densidade de fraturas no maciço rochoso. A envoltória (5) pode representar maciços rochosos compostos, por exemplo, por um tufo de grão fino o que terá um ângulo de atrito baixo, e em ausência de fraturas resultara ter uma alta coesão.

2.3 Resistência das Descontinuidades

As descontinuidades e outras fraturas planares modifican radicalmente o comportamento da rocha, devido a que às juntas geralmente não estão distribuídos aleatoriamente, os efeitos deles geram uma considerável anisotropia nas propriedades do maciço rochoso, principalmente em anisotropia de resistência. Além disso, o anisotropia é comun nas rochas que têm uma estrutura contínua, devido a orientações preferidos dos granos de minerais ou a historia das tensões.

Assim, os maciços rochosos geralmente são anisotropicos nas propriedades que affectan o comportamento mecânico. Por exemplo, as descontinuidades e os planos de fraqueza fazem o que o maciço rochoso seja mais deformável e anisotropico, devido a que reduce a resistência ao cisalhamento das descontinuidades.

O primeiro criterio conhecido de resistência ao cisalhamento foi proposto por Coulomb, estudando a fricção entre dois superficies planas, Ele concluiu que a relação entre a carga normal e cisalhamento pode ser expresso como:

$$\tau = \mu \cdot \sigma_n \quad 2.1$$

Onde μ é o coeficiente de fricção, que é uma propiedad do material. Observando um bloco em um plano inclinado, Coulomb notou que permaneceria fixo na superficie planar, se o resultante de todas as forças que atuam no bloco esteve em um ângulo com respeito ao normal à superficie de menos do que ϕ_b , que é chamado o ângulo de fricção básico. O coeficiente da fricção está relacionado a ϕ_b , por:

$$\mu = \tan \phi_b \quad 2.2$$

Patton (1966) foi o primeiro pesquisador na mecânica das rochas a relacionar o comportamento de cisalhamento das juntas a carga normal e rugosidade. O seu trabalho é baseado em um modelo idealizado de uma junta na qual a aspereza é representada por uma série de triângulos de ângulo constante ou como uma serra de dentes. Para esses perfis, o ângulo de dilatância (o arco tangente da relação entre vertical e o deslocamento por cisalhamento da amostra) é constante, assumindo que a rocha é rígida. Patton observou que em cargas normais baixas, quando não houve praticamente nenhuma cisalha das asperezas, a resistência ao cisalhamento das juntas foi:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan(\phi_b + i) \quad 2.3$$

Onde σ_n é a carga normal, ϕ_b é o ângulos de fricção básico, e i é o ângulo de inclinação dos dentes.

Em altas cargas normais, quando as pontas da maior parte de asperezas foram cisalhadas, ele encontrou uma relação razoável com resultados experimentais que usam um critério de ruptura diferente:

$$\tau = c_j + \sigma_n \cdot \tan \phi_r \quad 2.4$$

Onde c_j é a coesão aparente da junta e ϕ_r é o ângulo de fricção residual.

Combinando os dois critérios de ruptura em conjunto, Patton obteve uma envoltoria bilinear que descreve regularmente bem a resistência ao cisalhamento de superfícies planas que contêm um número de dentes regularmente espaçados de dimensões iguais (Figura 2.4). Porém, esses critérios não são satisfatórios para descrever o comportamento de cisalhamento de superfícies irregulares da rocha, para as quais, envoltorias contínuas de ruptura são normalmente obtidas. Patton corretamente descreve a discrepância com as juntas reais explicando que são diferentes superfícies de dente, onde o envoltoria de ruptura repercute em uma modificação simples no modo do ruptura, o envoltoria de ruptura para superfícies de rocha mostram modificações de modos diferentes nas intensidades de ruptura que ocorre simultaneamente.

Outro aspecto extremamente importante no cisalhamento das asperezas, que estão inclinadas com respeito à direção do tensão de cisalhamento τ , é que quaisquer deslocamento por cisalhamento é acompanhado por um deslocamento normal. Em caso de uma amostra com várias projeções, assim como foi testado por Patton, isto significa que o amostra se dilata. Esta dilatação desempenha um papel muito importante no comportamento de cisalhamento das superfícies de rocha.

Uma aproximação alternativa ao problema de prever a resistência ao cisalhamento das juntas rugosas foi proposta por Barton (1972). Baseado em testes executados em juntas rugosas naturais, Barton conseguiu a equação empírica seguinte:

$$\tau = \sigma' \tan \left(\phi_b + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma'} \right) \right) \quad 2.5$$

Sendo: JRC o coeficiente de rugosidade de junta, JCS a resistência à compressão da rocha na superfície de fratura e σ' a tensão normal efetiva. O JRC pode ser determinado por comparação visual com os perfis de rugosidade padrão (ISRM, 1981) ou utilizando medições da rugosidade através da técnica de Tse – Cruden (1979). O JCS pode ser determinado fazendo medições de rebote com o martelo de Schmidt na superfície de fratura. A tensão normal que atua sob a superfície de fratura pode ser calculada como função do peso de rocha subtendido acima da superfície de ruptura.

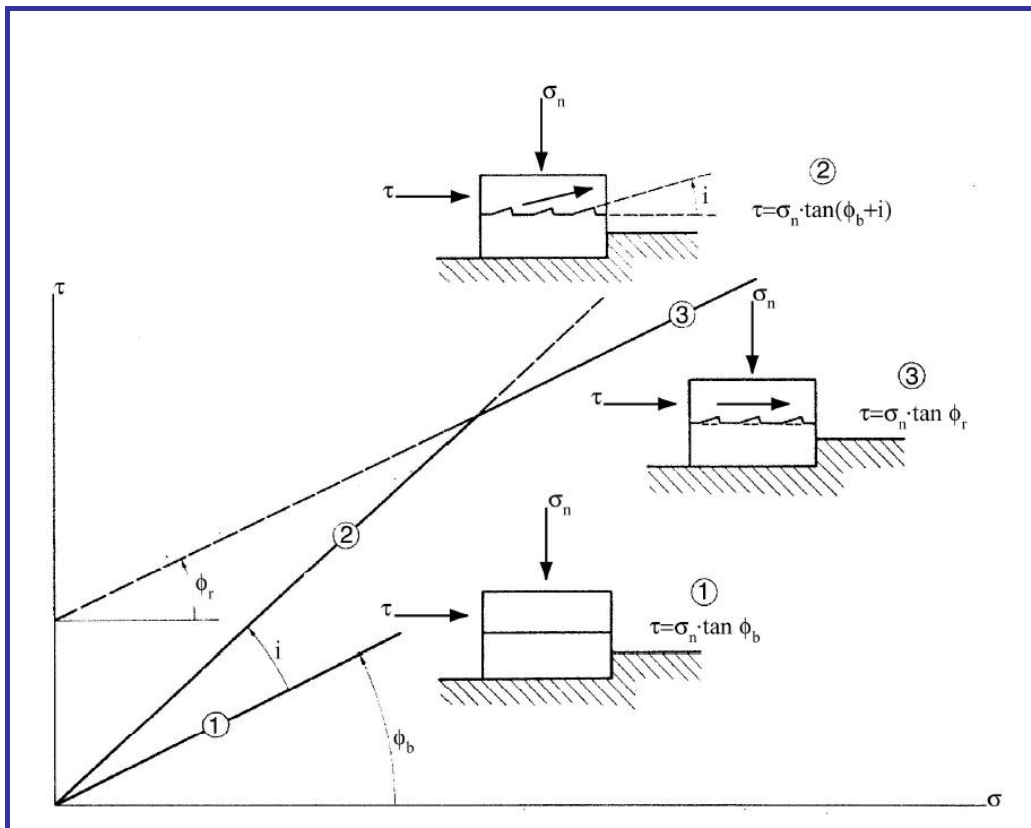


Figura 2.4. Envoltoria de ruptura bilineal para superfícies múltiplas (Patton, 1966)

Na equação de Barton, o termo $[JRC \log_{10}(JCS/\sigma')]$ é equivalente ao ângulo de rugosidade (i). Em níveis de tensão altos em relação à resistência da rocha, quando $JCS/\sigma' = 1$, as asperezas são cisalhadas, e o termo $[JRC \log_{10}(JCS/\sigma')] = 0$. Em níveis de tensão baixa a razão JCS/σ' alcança a ser muito grande obtendo-se uma alta resistência ao cisalhamento, sendo recomendável utilizar valores $(\phi_b + i)$, inferiores a 50° enquanto a razão JCS/σ' pode variar entre 3 e 100. Também se recomenda que quando $JCS/\sigma' > 50$ deve-se assumir que o ângulo de atrito é independente da tensão normal (González, et. al, 2002), com um valor igual a:

$$\phi_p = \phi_r + 1.7JRC \quad 2.6$$

Por outro lado, os valores de JRC e JCS são influenciados pelo efeito de escala, tal que, com o incremento da extensão da descontinuidade ocorre uma diminuição nos valores de JRC e JCS. A razão para esta relação é que a rugosidade de menor escala alcança a ser menos importante quando é comparada com a dimensão da descontinuidade, e eventualmente a ondulação de grão escala

têm maior influencia que a rugosidade. O efeito escala é quantificado pelas equações:

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02JRC_0} \quad 2.7$$

$$JCS_n = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.03JCS_0} \quad 2.8$$

Nas equações anteriores os sub-índices expressam a distinção entre a escala de laboratório “0” e a escala de campo “n”. Sendo o JRC_0 o coeficiente de rugosidade da descontinuidade determinado numa linha de amostragem de comprimento inicial L_0 (i.e. para um comprimento de 10 cm se escreve um JRC_{10}). Assim, o traço da descontinuidade em campo L_n é utilizada para o cálculo do JRC_n , o que deve resultar menor. Analogamente ocorre com o a resistência à compressão da rocha na superfície de fratura JCS , quando se considera uma medição feita numa amostra de laboratório (JCS_0) e se ajusta a escala da descontinuidade em campo (JCS_n).

2.4 Rigidez das Descontinuidades

A deformação das descontinuidades é um componente fundamental do comportamento de um maciço rochoso descontínuo, sob condições de modificação de tensão. A níveis de tensão relativamente baixos encontrados em escavações superficiais, a deformação das juntas domina a deflexão elástica da rocha intata. Mesmo que, sob altos níveis de tensão associado com estruturas grandes, o deslizamento e o fechamento das juntas constituem a parte principal do assentamento em rocha (Bandis et al, 1983).

Segundo Goodman (1968), a deformação das juntas pode ser descrita pelo caráter das curvas tensão – deformação. Ele introduziu os termos "rigidez normal" (K_n) e "rigidez transversal" (K_s) para descrever a taxa da modificação de tensão normal com respeito às deslocações normais (V_j) e a tensão de cisalhamento com respeito às deslocações horizontais (dh) respectivamente.

Pelo que uma descontinuidade submetida a incrementos da tensão normal tangencial irá sofrer deslocamentos normais e transversais que dependem dos seguintes fatores:

- A geometria inicial da descontinuidade;
- O encaixe entre as duas paredes da descontinuidade, com especial relevância na variação da abertura e na área de contacto inicial;
- A resistência e deformabilidades da rocha adjacente a descontinuidade;
- A espessura e as propriedades mecânicas de um eventual material de preenchimento;
- Os valores atuais das tensões de corte e normal na descontinuidade.

Bandis et al. (1981), mostra a relevância prática dos valores de rigidez transversal (K_s) determinados de pequenas amostras depende dos comprimentos das juntas implicadas em um determinado problema. Efeitos significativos em escala têm sido encontrados tanto no tensão de cisalhamento pico (τ_p) como o deslocamento das juntas (d_{hp}). O resumo dos efeitos de escala do K_s é apresentado na figura 2.5, que compreende aproximadamente 450 dados da literatura que representa uma larga variedade de descontinuidades.

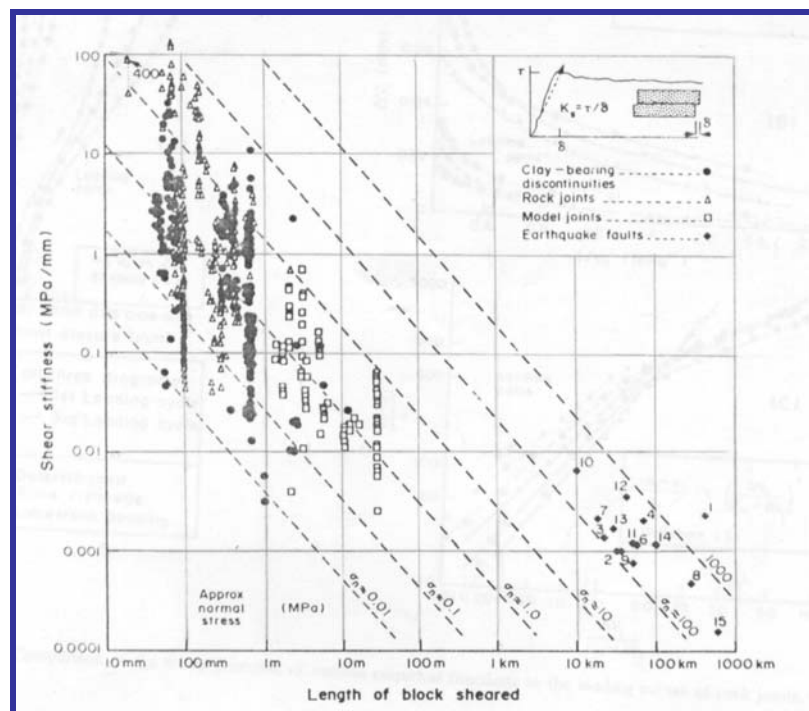


Figura 2.5 – Variação de valores medidos de k_s com a escala e o nível das tensões normais (Bandis et al., 1983).

Por outro lado, Barton e Choubey (1977), propuseram a seguinte expressão prática para se estimar k_s :

$$k_s = \frac{100}{L} \sigma_n \tan(JRC \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma_n}) + \phi_r) \quad 2.9$$

Onde:

- σ_n é a tensão normal atuante sobre a junta;
- *JRC (joint roughness coefficient)* é um parâmetro empírico de quantificação da rugosidade da superfície da junta;
- *JCS (joint wall compressive strength)* é a resistência à compressão do material da superfície da junta (geralmente alterado);
- ϕ_r é um ângulo de atrito básico da superfície da junta (desconsiderado o efeito aditivo da rugosidade da mesma); via de regra é estimado pelo ângulo de atrito residual da mesma, ainda que este tenda a ser um pouco superior ao básico;
- L é a escala da junta (limitada pelo espaçamento de outras juntas transversais, formadoras de blocos de rocha).

O parâmetro JRC é avaliado por inspeção visual e comparação qualitativa com perfis de rugosidade típicos, que se encontram tabelados (Barton & Choubey, op. cit.).

Bandis et al. (1983) sugerem que a razão k_n / k_s varie acentuadamente com σ_n . A Fig. 2.6 ilustra isso. Pode-se, portanto, adotar os valores sugeridos por Bandis et al. (op. cit.) para a referida razão, para que, partindo-se de um valor conhecido de k_s , possa ser calculado o valor de k_n num dado nível de tensão normal.

Como valores indicativos, Bandis et al. (1983) sugere que:

- para $\sigma_n \leq 0.01$ MPa $\Rightarrow k_n = 100k_s$;
- para $\sigma_n \geq 0.01$ MPa $\Rightarrow k_n = 10k_s$.

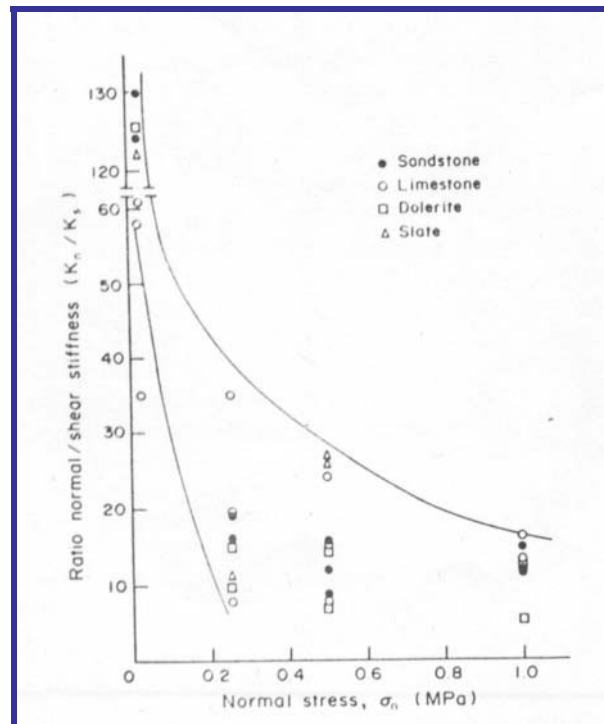


Figura 2.6 – Razão k_n/k_s em função de σ_n (Bandis et al., 1983).

2.5

Critério de ruptura generalizado de Hoek-Brown

Como uma medida alternativa à retro-análise para determinar a resistência dos maciços rochosos fraturados, pode ser estabelecida através de métodos empíricos (Hoek e Brown, 1980; Hoek, 1994; Hoek et al., 2002). No entanto, ensaios in situ e em laboratório devem sempre ser utilizados nesta quantificação. Deste modo, baseado em dados experimentais e através de bases teóricas de mecânica da fratura das rochas, Hoek e Brown (1980) estabeleceram, para rochas intactas, a partir da teoria original de Griffith, o designado critério de resistência de Hoek e Brown, traduzido pela seguinte expressão:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad 2.10$$

em que σ_1' e σ_3' são, respectivamente, as tensões principais efetivas máxima e mínima na ruptura e m_i é uma constante da rocha intacta. Assim, a relação entre as tensões principais na ruptura para uma dada rocha é definida por dois parâmetros: a resistência à compressão simples σ_{ci} e a constante m_i .

Sempre que possível, os valores destas constantes devem ser determinados através de uma análise estatística de resultados de uma série de ensaios triaxiais levados a cabo segundo as recomendações da ISRM (1981).

Os valores do parâmetro m_i podem ser estimados a partir do Tabela 2.1 estão no anexo 1 (Hoek, 1994).

Os mesmos autores apresentaram, também, um critério de resistência para os maciços rochosos, que resultou da modificação da equação 2.1, e cuja versão atual é dada por:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad 2.11$$

Onde

σ_1' : Tensão efetiva principal maior

σ_3' : Tensão efetiva principal menor

σ_c : Resistência à compressão simples da rocha intacta

m_b : Valor reduzido da constante do material m_i ou constante do maciço rochoso

s e a : Constantes para o maciço rochoso.

Para a determinação dos parâmetros constantes da equação, Hoek (1994) apresentou um sistema de classificação denominado por GSI (Geological Strength Index) que fornece um parâmetro geotécnico que varia entre 0 e 100. Este sistema baseia-se no conceito de que a resistência de um maciço rochoso depende não só das propriedades da rocha intacta, mas também na liberdade que os blocos de rocha têm de escorregar ou rodar sob diferentes condições de tensão.

À exceção de maciços rochosos de muito má qualidade, o valor do GSI de um maciço pode ser estimado através do valor do RMR, utilizando um peso de 15 para a condição da presença da água e de 0 para a orientação das discontinuidades. Assim, para maciços com $RMR \geq 23$, a relação entre estes dois índices faz-se através da seguinte expressão tendo em consideração os pesos anteriormente referidos:

$$GSI = RMR - 5 \quad 2.12$$

O parâmetro GSI pode ser determinado através da consulta da Figura 2.8 (Anexo 1). Deve ser considerado um intervalo para o valor de GSI (ou RMR) em vez da consideração de um único valor.

Assim, os parâmetros do critério de ruptura de Hoek e Brown podem ser determinados a partir das seguintes relações (Hoek et al., 2002):

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad 2.13$$

Onde:

m_i : Constante da rocha intacta

GSI: Índice de resistência geológica;

D: fator de perturbação.

As constantes s e a são obtidas pelas seguintes equações:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad 2.14$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\left(\frac{-GSI}{15}\right)} - e^{\left(\frac{-20}{3}\right)} \right) \quad 2.15$$

O fator D depende do grau de perturbação ao qual o maciço rochoso foi submetido devido a danos oriundos de desmonte e da relaxação de tensões. Este valor varia entre 0 para maciços não perturbados e 1 para maciços muito perturbados. Na Tabela 2.2 (Anexo1) são dadas orientações para a escolha do valor de D no caso da escavação de túneis (Hoek et al., 2002).

O valor de m_b pode ainda ser estimado pela seguinte expressão (Hoek e Brown, 1997), válida para valores de GSI superiores a 25:

$$m_b = m_i \cdot s^{1/3} \quad 2.16$$

A resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso (σ_{cm}) é obtida substituindo $\sigma_3' = 0$ na equação 2.11, obtendo-se:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad 2.17$$

A resistência à tração do maciço rochoso (σ_{im}) é obtida substituindo $\sigma_1' = \sigma_3' = \sigma_{im}$ na equação 2.11, obtendo-se:

$$\sigma_{im} = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad 2.18$$

As tensões normais e de cisalhamento estão relacionadas com as tensões principais foram apresentadas por Balmer (1952), tendo posteriormente sido revistas por Hoek et al. (2002), obtendo-se:

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \frac{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} - 1}{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} + 1} \quad 2.19$$

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

Onde:

$$\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} = 1 + a \cdot m_b \cdot \left(\frac{m_b \sigma'_3}{\sigma_{ci} + s} \right)^{a-1} \quad 2.21$$

Na grande maioria dos programas geotécnicos é expresso em termos dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb, sendo necessária estimar a coesão e o ângulo de atrito interno equivalentes aos parâmetros estimados do critério de Hoek-Brown. A determinação destes parâmetros é feita ajustando-se uma relação linear à envoltória não-linear originada pela equação 2.10 (figura 2.7), a gama de tensões a considerar deve estar compreendida entre $\sigma_{m} < \sigma_3 < \sigma'_{3max}$ (Hoek et al. 2002).

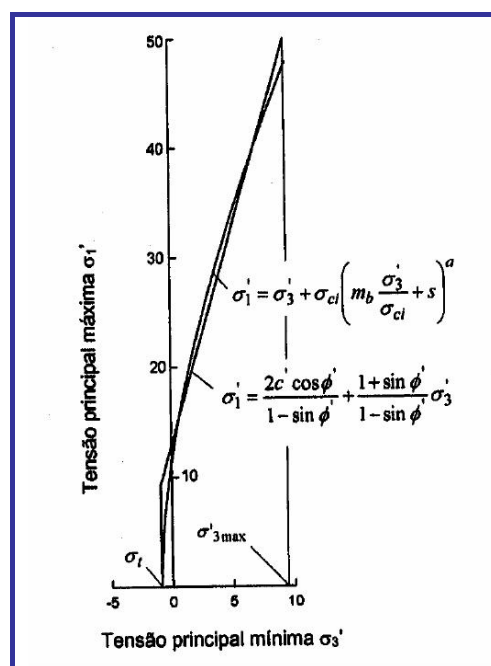


Figura 2.7: Relações entre as tensões principais máximas e mínimas para os critérios de Hoek-Brown e equivalente de Mohr-Coulomb (Hoek et al., 2002).

Deste modo, os valores equivalentes do ângulo de atrito e da coesão (c, ϕ) podem ser obtidos a partir das seguintes equações:

$$\phi' = \text{sen}^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad 2.22$$

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

Onde:

$$\sigma_{3n} = \frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma_c}$$

Nota-se que a tensão de confinamento varia de σ_m a σ'_{3m} , na faixa que as relações entre o critério de Hoek-Brown e de Mohr-Coulomb são consideradas, onde a tensão σ'_{3m} deve ser determinada para cada caso de análise. Hoek et al (2002), para casos de taludes, propõem uma relação para a estimativa da tensão de confinamento máxima (σ'_{3m}) dada pela equação seguinte:

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0,72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0,91} \quad 2.24$$

Onde:

γ : Peso específico

H : Altura do talude

A resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb (τ) para uma tensão normal (σ) é estimada pela substituição dos valores de c' e ϕ na equação de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + \sigma \tan \phi' \quad 2.25$$

A equação 2.16 em termos de tensões principais é definida por:

$$\sigma_1 = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \text{sen} \phi'} + \frac{1 + \text{sen} \phi'}{1 - \text{sen} \phi'} \cdot \sigma_3 \quad 2.26$$

No caso para a obtenção do módulo de deformabilidade do maciço rochoso, Hoek et al., (2002) propuseram as seguintes expressões:

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)}; \text{ para valores de } \sigma_c \leq 100\text{Mpa} \quad 2.27$$

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{((GSI-10)/40)} ; \text{ Para valores de } \sigma_c > 100\text{Mpa} \quad 2.28$$

Hoek et al. (1995) resume as características do maciço, nos quais o critério de ruptura de Hoek-Brown assume que a rocha e ou maciço rochoso altamente fraturado se comportam como um material homogêneo e isotrópico, e utiliza uma aproximação de meio contínuo. Não deve ser aplicado quando o tamanho dos blocos é da mesma ordem de grandeza da obra a construir ou quando uma das famílias de descontinuidades é significativamente menos resistente do que as outras. Para casos em que o comportamento do maciço rochoso esteja governado por descontinuidades ou sistemas de juntas, critérios que descrevem a resistência ao cisalhamento de juntas devem ser usados (critério de Barton - Bandis e o critério de Mohr-Coulomb aplicado para descontinuidades).