Jean Carlo García Núñez

Avaliação da resistência e modos de ruptura em modelos de maciços rochosos fraturados com base em análise numérica

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia
de São Carlos da Universidade de São Paulo, como
parte dos requisitos para a obtenção do Título de
Mestre em Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Tarcísio Barreto Celestino

DEDALUS - Acervo - EESC

31100052117

São Carlos
2005

Class.	TFE-EESC
Cott.	2387
Fondo	T126/05
Syano	1443476

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

G216a García Núñez, Jean Carlo
 Avaliação da resistência e modos de ruptura em
 modelos de maciços rochosos fraturados com base em
 análise numérica / Jean Carlo García Núñez. São
 Carlos, 2005

 Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia de
 São Carlos-Universidade de São Paulo, 2005.
 Área: Geotecnia.
 Orientador: Prof. Dr. Tarcísio Barreto Celestino.

 1. Método de elementos distintos. 2. Modelos
 fraturados. 3. Análises numéricas. 4. Taludes.
 5. Modelos físicos. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro JEAN CARLO GARCÍA NUÑEZ

Dissertação defendida e julgada em 04-03-2005 perante a Comissão Julgadora:

Prof. Dr. TARCÍSIO BARRETO CELESTINO (Orientador)
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovado

Prof. Dr. ANTÔNIO AIRTON BORTOLUCCI
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovado

Prof. Dr. OSVALDO LUIZ MANZOLI
(UNESP/Bauru)

APROVADO

Prof. Associado LAZARO VALENTIN ZUQUETTE
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia

Profa. Titular MARIA DO CARMO CALJURI
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

A meus pais Mariano Roberto e Irene Dora, pelo apoio desmedido e constante no percorrer de minha existência. Também a meus irmãos de sangue Maria Luisa e Patrick Gandhi por serem minha maior motivação para o meu desenvolvimento profissional; e a todos meus irmãos de espírito que me acompanharam de longe e de perto na realização deste trabalho.

AGRADECIMENTOS

A Deus por ser a rocha sobre a qual se apóia minha existência.

A meus pais por serem os maiores pilares em minha vida, e a meus irmãos pela confiança depositada em mim.

Ao Prof. Dr. Tarcísio B. Celestino, pela orientação, estímulo e críticas que contribuíram sobre maneira em minha visão profissional.

Ao Prof. Dr. Antonio Airtton Bortolucci pelo apoio nas diferentes etapas deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Nelson Aoki, pelos valiosos conselhos nos momentos mais oportunos de minha pesquisa.

Aos professores do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos que contribuíram para o meu aperfeiçoamento profissional e elaboração deste trabalho em especial ao Prof. Dr. José Eduardo Rodrigues, ao Prof. Dr. Orencio Monje Vilar, ao Prof. Dr. João Baptista Nogueira, ao Prof. Dr. Lázaro Valentin Zuquette, ao Prof. Dr. José Cintra.

Ao professor Msc. Erasmo Carnero Carnero do Departamento de Geologia da Universidade Nacional del Altiplano – Puno – Perú, pela confiança e apoio depositado.

A todos meus colegas pela contribuição inestimável colocada de diferentes formas para a realização deste trabalho em especial Enrique, Marita, Henry, Ivan, Rossana, Victor Hugo, Mauricio, Kleber, Helano, Leonardo, Heraldo e tantos outros que não cito aqui.

A todo o povo brasileiro que através da *CAPES* forneceram as ferramentas necessárias para o desenvolvimento desta pesquisa.

A uma pessoa muito especial que soube ser minha confidente, parceira, apoio e amiga, Rossamel.

A uma pessoa maravilhosa que encontrei nos momentos finais deste trabalho. Minha companheira Daniane.

*O desejo puro e sincero de coração é sempre realizado, em minha própria vida o tenho
comprovado isto.*

Gandhy

RESUMO

GARCÍA, J. C. (2005). Avaliação da resistência e modos de ruptura em modelos de maciços rochosos fraturados com base em análise numérica. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

Neste trabalho são abordados dois aspectos relacionados com modelos físicos fraturados: o primeiro, referido a resistência, é abordado através da avaliação de ensaios triaxiais em modelos fraturados pelo critério empírico de resistência de Hoek-Brown, e por análise numérica através do Código Universal de Elementos Distintos (*UDEC*). O segundo, referido a modos de ruptura, é abordado através da simulação em termos de deformabilidade e resistência de modelos fraturados e a simulação de taludes de diferentes alturas com o intuito de estudar a influência do tamanho do bloco no modo de ruptura. Ambos aspectos estão baseados nos resultados experimentais de Brown (1970) e de Singh (1997). A influência do tamanho do bloco no modo de ruptura foi estudada utilizando RMR_{89} , levando em consideração a escala do maciço (altura do talude). Através de análises numéricas preliminares e de um processo de retroanálises, foi simulado o comportamento mecânico dos modelos fraturados referidos. A avaliação da resistência aplicando o critério de resistência empírica de Hoek-Brown mostrou resultados coerentes quando comparados com os resultados experimentais de Brown (1970). Através de RMR_{89} foi possível observar a influência do tamanho do bloco nos modos de ruptura e na estabilidade dos taludes de diferentes alturas.

Palavras - chave: Método de elementos distintos; modelos fraturados; taludes; análises numéricas; modelos físicos.

ABSTRACT

GARCÍA, J. C. (2005). Evaluation of strength and failure modes of jointed rock mass models based on numerical analyses. M.Sc. Dissertation – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

This work treats about two aspects related to jointed physical models: one related to strength, by back-analyzing data using the Hoek-Brown criterion by means of numerical analyses with the Universal Distinct Element Code (*UDEC*). The record refers to failure modes, is analyzed by means of numerical simulations taking into account deformability and strength of jointed physical models, as well as the simulation of slopes in jointed rock masses. Slopes of different heights and different block sizes were analyzed to investigate scale effects. The analyses were made taking experimental results obtained by Brown (1970) and Singh (1997). The influence of the block size was studied using *RMR₈₉*’, taking the rock mass scale into consideration. Strength evaluation adopting Hoek-Brown empirical strength criterion proved consistent with Brown’s model test results. By means of *RMR₈₉*’ the influence of the block size could be analyzed on failure modes and in the stability of slopes with different heights.

Keywords: Distinct element method; jointed models; slopes; numerical analyses; physical models.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Curva tensão axial versus deformação axial, lateral e volumétrica do granito de Lac du Bonnet ensaiado em compressão uniaxial (Martin e Chandler, 1994).	6
Figura 2.2 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb: Função de plastificação.	8
Figura 2.3 - Ruptura por: a) clivagem axial, b) cisalhamento, c) cisalhamento múltiplos, d) tração, e e) tração induzida.	13
Figura 2.4 - Perfis de rugosidade e os valores de JRC correspondentes (Barton e Choubey, 1977).	15
Figura 2.5 - Aplicação do critério de Hoek-Brown (Hoek et al., 1995).	19
Figura 2.6 - Variação de m_i/m_j , a e s com relação de GSI.	23
Figura 2.7 - Modelo fraturado ensaiado por Brown e Trollope (1970).	25
Figura 2.8 - Modelos fraturados ensaiados por Brown (1970).	26
Figura 2.9 - Modelos de maciços rochosos ensaiados por Singh et al. (2002)	28
Figura 2.10 - Modos de ruptura: a) clivagem axial; b) cisalhamento; c) rotação e d) deslizamento (Singh <i>et al.</i> , 2002).	29
Figura 2.11 - Modelos de maciços rochosos com (a) juntas não-persistentes e (b) juntas persistentes, ensaiados por Cording et al. (2002).	30
Figura 2.12 - Carta de correlação entre RQD e espaçamento da descontinuidade (Bieniawski, 1989).	32
Figura 2.13 - Comparação entre GSI e RMR em maciços rochosos de grande escala. Taludes de 300 e 30 m a) e b) com maciços rochosos diferentes; c) e d) com maciços rochosos iguais.	34

Figura 2.14 – a) Ruptura por cunha; b) Ruptura planar com presença de uma fenda de tração, (Hoek e Bray, 1981).	36
Figura 2.15 – a) Ruptura circular por cisalhamento; b) Ruptura combinada através da rocha intacta e ao longo das descontinuidades, (Hoek e Bray, 1981).	36
Figura 2.16 – Mecanismos de rupturas envolvidos em taludes de grande porte em maciços rochosos. (Hoek e Karsulovic, 2000).	37
Figura 2.17- Modos de ruptura: a) Controlado estruturalmente; b) sem nenhum controle estrutural.	37
Figura 2.18 – a) Ruptura em laboratório; b) ruptura em campo (Cording <i>et al.</i> , 2002).	38
Figura 2.19 – Ruptura rotacional em: a) maciço rochoso altamente fraturado; b) maciço altamente fraturado com descontinuidades preferenciais; c) maciço pouco competente (resistência do material intacto e das descontinuidades muito baixa) (Sjöberg, 1999)	39
Figura 2.20 – Ruptura por tombamento: a) Análises; b) Deslocamentos cisalhantes nas descontinuidades; c) cisalhamento na base e nas descontinuidades; e d) ruptura por tração na base mais a rotação e o cisalhamento nas descontinuidades, (Sjöberg, 1999)	40
Figura 2.21 – a) Ruptura planar; b) ação das forças sobre o bloco deslizante.	41
Figura 2.22 – a) Método das fatias às análises de rupturas rotacionais; b) forças atuantes em cada fatia (Hoek e Bray, 1981)	43
Figura 2.23 – a) Condição inicial do talude b) e condição final – deslizamento e rotação dos blocos (Starfield e Cundall, 1988).	46
Figura 2.24 – Comportamento tensão-deformação para diferentes modelos constitutivos.	47
Figura 2.25 – Modelo constitutivo: Função potencial plástica.	48
Figura 2.26 – Regras de fluxo: a) Associado; b) e não-associado.	49
Figura 2.27 – Esquema de cálculo pelo método dos elementos distintos.	52
Figura 3.1 – Fluxograma do processo de avaliação da resistência dos modelos fraturados	53

Figura 3.2 - Resultados de resistência à compressão uniaxial (Tabela 3.2).	55
Figura 3.3 - Configurações dos modelos físicos fraturados: a) modelo T60, b) modelo T45; c) características geométricas das descontinuidades e d) direcções do carregamento (σ_1, σ_2 e σ_3).	56
Figura 3.4 - Envoltórias de ruptura de: (a) material intacto; (b) modelo fraturado T60; (c) e T45.	59
Figura 3.5 - Curvas tensão-deformação dos modelos a) T60 e b) T45.	60
Figura 3.6 - Modos de ruptura: a) clivagem axial, T60; b) tombamento com clivagem axial, T45; c) cisalhamento planar, T60; d) cisalhamento não-planar, T45; e e) cisalhamento múltiplos, T60 e T45.	61
Figura 3.7 - Condições de análise: a) Ruptura do modelo físico; b) plano de análise; e c) modelos de elementos distintos.	67
Figura 3.8 - Fluxograma da simulação tensão-deformação dos modelos T60 e T45.	72
Figura 4.1 - Configuração do modelo fraturado (Singh, 1997).	76
Figura 4.2 - Envoltória de ruptura e tensões de ruptura, σ_1 e $\sigma_2=\sigma_3$, do material argamassa (Singh, 1997).	78
Figura 4.3 - Modos de ruptura: a) clivagem axial; b) cisalhamento; c) rotação e d) deslizamento (Singh <i>et al.</i> , 2002).	80
Figura 4.4 - Curvas tensão-deformação dos modelos fraturados: a) A0; b) A20; c) A50; d) e A80 (SINGH, 1997).	81
Figura 4.5 - Condições de análise: a) Ruptura do modelo físico; b) Plano de análise; e c) modelo de elementos distintos.	82
Figura 4.6 - Características geométricas dos maciços rochosos hipotéticos dos taludes simulados.	87
Figura 4.7 - a) Geometria do modelo para minimizar o efeito dos limites artificiais; b) condições iniciais e de contorno do modelo.	90
Figura 5.1 - Envoltórias experimentais dos modelos T60 e T45 obtidas por Brown (1970), e envoltória experimental média T60-T45.	93
Figura 5.2 - Envoltórias experimental média T60-T45 e ajustadas correspondentes	

- aos grupos 1 a 5. 96
- Figura 5.3 – Envoltória experimental média T60-T45 e envoltórias ajustadas Hock-Brown versão a) original, b) modificada, e c) generalizada. 97
- Figura 5.4 – Análise de sensibilidade do modelo T60 em relação a) à resistência normalizada, σ_{cr} , e b) ao módulo de deformabilidade, $E_{r(50\%)}$, do modelo T60. 99
- Figura 5.5 – Análise de tensões nas descontinuidades do modelo T60 e T45 para um carregamento de 1,38 MPa. a e c) Pontos de contacto nas paredes das descontinuidades, e, b e d) tensões normais obtidas nos contactos. 103
- Figura 5.6 – Curvas tensão-deformação experimentais de Brown (1970) e simuladas dos modelos a) T60 e b) T45. 105
- Figura 5.7 – Envoltórias de resistência experimentais de Brown (1970) e simuladas do modelo a) T60 e b) T45. 106
- Figura 5.8 – Ruptura por clivagem axial no modelo T60 ($\sigma_3 = 0$). a) Resultado experimental. Resultado numérico do modelo T60 de: b) pontos de plastificação, c) distribuição de tensões principais maior e menor, d) isolinhas de tensões máximas, e e) vetores de deslocamento. 110
- Figura 5.9 – Ruptura por planos compostos modelo T60 ($\sigma_3 = 1,38; 3,45; e 6,90$ MPa). a) Resultado experimental. Resultado numérico do modelo T60 (para σ_3 igual a 3,45 MPa) de: b) pontos de plastificação, c) distribuição de tensões principais maior e menor, d) curvas isolinhas de tensões máximas, e e) vetores de deslocamento. 111
- Figura 5.10 – Ruptura por planos múltiplos dos modelos T60 e T45 ($\sigma_3 = 13,80$ MPa). a) Resultado experimental. Resultado numérico de: b e c) pontos de plastificação, e d e e) vetores de deslocamento dos modelos T60 e T45 respectivamente. 112
- Figura 5.11 – Ruptura por cavalgamento e clivagem axial T45 ($\sigma_3 = 0$). a) Resultado experimental. Resultado numérico de: b) pontos de plastificação, c) distribuição de tensões principais maior e menor, d) isolinhas de tensões máximas, e e) vetores de deslocamento. 113
- Figura 5.12 – Ruptura complexa modelo T60 ($\sigma_3 = 1,38; 3,45; e 6,90$ MPa). a)

- Resultado experimental. Resultado numérico do modelo T60 (para um σ_3 igual a 3,45 MPa) de: b) pontos de plastificação, c) distribuição de tensões principais maior e menor, d) isolinhas de tensões máximas, e e) vetores de deslocamento. 114
- Figura 5.13 - Curvas tensão-deformação experimentais (Singh, 1997) e simuladas (UDEEC) dos modelos fraturados: a) A0; b) A20; c) A50; e d) A80. 115
- Figura 5.14 – a) Ruptura por clivagem axial, Singh (1997). Resultado numérico do modelo A0 de: b) pontos de plastificação, c) vetores de deslocamento, e d) isolinhas de tensões máximas. 118
- Figura 5.15 – a) Ruptura por cisalhamento, Singh (1997). Resultado numérico do modelo A20 de: b) pontos de plastificação, c) vetores de deslocamento, e d) isolinhas de tensões máximas. 119
- Figura 5.16 – a) Ruptura por deslizamento, Singh (1997). Resultado numérico do modelo A50 de: b) pontos de plastificação, c) vetores de deslocamento, e d) isolinhas de tensões máximas. 120
- Figura 5.17 – a) Ruptura por rotação, Singh (1997). Resultado numérico do modelo A80 de: b) pontos de plastificação, c) curvas isóbaras de tensões máximas, e d) vetores de deslocamento. 121
- Figura 5.18 – Análise de estabilidade da escavação através dos deslocamentos monitorados na crista do talude: a) T300/10/0°, T300/10/20° e T300/10/50°; e b) T300/10/80° em função dos estágios de escavação. 122
- Figura 5.19 - Análise de estabilidade da escavação através dos deslocamentos monitorados a) na face b) e no pé dos taludes T300/10/0°, T300/10/20°, T300/10/50° e T300/10/80° em função dos estágios de escavação. 124
- Figura 5.20 – Vetores deslocamento no talude T300/10/80°. 125
- Figura 5.21 – Talude T300/10/0°: a) Vetores velocidade; e b) regiões de plastificação para um fator de redução $F = 3$. 126
- Figura 5.22 – Talude T300/10/20°: a) Vetores velocidade; e b) regiões de plastificação para um fator de redução $F = 3$. 127
- Figura 5.23 – Talude T300/10/50°: a) Vetores velocidade; e b) regiões de plastificação para um fator de redução $F = 3$. 128

Figura 5.24 – Taludes de maciços rochosos fraturados configurados por blocos quadrados de: a) 0,30; b) 0,50; c) 1 m; d) 3 m; e) 5 m; f e g) 10 m; h) 25 m; i) 50 m de lado. 129

Figura 5.25 – Análise de estabilidade para taludes de 10, 100 e 300 m de profundidade em função de RMR_{89}' para um $k = 1,5$. 131

Figura 5.26 – Análise de estabilidade para taludes de 10, 100 e 300 m de profundidade em função de RMR_{89}'' para um $k = 1,5$. 132

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores de referencia de m_i para diferentes tipos de rocha	9
Tabela 2.2 - Valores de referência de σ_{ci} para diferentes tipos de rocha	10
Tabela 2.3 - Valores médios de B_i para diferentes rochas	12
Tabela 2.4 - Valores médios de B para diferentes rochas	12
Tabela 2.5 - Determinação do Índice de Resistência Geológica – GSI (Hoek e Karzulovic, 2000).	21
Tabela 2.6 - Estimativa do valor combinado de RQD e espaçamento para um talude alto considerando a escala	33
Tabela 3.1 - Propriedades do material dos blocos intactos	54
Tabela 3.2 – Resistência à compressão uniaxial dos blocos intactos	54
Tabela 3.3 – Características geométricas dos modelos avaliados	57
Tabela 3.4 – Tensões de pico desviatórias do modelo intacto e dos	57
Tabela 3.5 – Valores ajustados dos parâmetros de resistência	58
Tabela 3.6 – Modos de ruptura nos modelos T60 e T45.	61
Tabela 3.7 – Valores de m_i para algumas rochas sedimentares.	63
Tabela 3.8 – Valores de m_i para algumas rochas sedimentares.	63
Tabela 3.9 – Avaliação de GSI para os modelos T60 e T45.	64
Tabela 3.10 – Parâmetros de entrada ao critério	65
Tabela 3.11 – Parâmetros utilizados nas simulações.	68
Tabela 3.12 – Parâmetros de entrada para o modelo T60.	69
Tabela 3.13 – Valores dos parâmetros considerados na análise paramétrica.	69

Tabela 3.14 – Parâmetros de resistência do material intacto correspondentes	69
Tabela 3.15 – Determinação das rigidezes normal, k_n , e tangencial, k_t , das descontinuidades.	71
Tabela 3.16 – Parâmetros de entrada na simulação tensão-deformação	73
Tabela 4.1 - Propriedades do material dos blocos intactos.	77
Tabela 4.2 – Características geométricas das quatro configurações	77
Tabela 4.3 – Tensões de pico desviatórias dos modelos fraturados ensaiados por	78
Tabela 4.4 – Modos de ruptura nos modelos fraturados ensaiados por Singh (1997).	79
Tabela 4.5 – Cálculo das rigidezes normal, k_n , e tangencial, k_t , das descontinuidades.	84
Tabela 4.6 - Propriedades de resistência para os diferentes tamanhos de bloco.	86
Tabela 4.7 – Estimativa de RMR_{89} considerando a altura do talude ou escala o maciço.	88
Tabela 5.1 – Parâmetros obtidos do ajuste das equações de Hock-Brown, versões original, modificada e generalizada, à envoltória experimental média T60-T45.	95
Tabela 5.2 – Parâmetros de entrada (P.E.) e parâmetros ajustados (P.A.) do modelo fraturado T60 e T45.	101
Tabela 5.3 – Parâmetros de entrada (Singh, 1997) e parâmetros ajustados dos modelos fraturados A0, A20, A50 e A80.	116
Tabela 5.4 – Resultados da influência do tamanho no bloco na estabilidade dos taludes	130

LISTA DE SIGLAS

<i>CAPES</i>	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior.
<i>DFN</i>	Método da Rede das Fraturas Discretas.
<i>EESC</i>	Escola de Engenharia de São Carlos.
<i>GSi</i>	Índice de Resistência Geológica (<i>Geological Strength Index</i>).
<i>MEL</i>	Método de Equilíbrio Limite.
<i>MDF</i>	Método de Diferencias Finitas.
<i>MEC</i>	Método de Elementos de Contorno.
<i>MED</i>	Método dos Elementos Distintos.
<i>RMR</i>	Sistema de Classificação Geomecânica (Rock Mass Rating)
<i>UDEC</i>	Código Universal de Elementos Distintos (<i>Universal Distinct Element Code</i>).
<i>UNA</i>	Universidad Nacional del Altiplano.
<i>USP</i>	Universidade de São Paulo.

LISTA DE SÍMBOLOS

$\varepsilon_{\text{axial}}$	Deformação axial.
$\varepsilon_{\text{lateral}}$	Deformação lateral.
ε_v	Deformação volumétrica total ($\varepsilon_v = \Delta V/V$).
ΔV	Incremento de volume do corpo de prova.
V	Volume do corpo de prova.
σ_{ci}'	Tensão de início de propagação das fraturas.
σ_{cd}'	Tensão de fraturamento por dano.
σ_f	Tensão pico.
σ_{ci}	Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta.
σ_c	Resistência à compressão uniaxial do material.
σ_t	Resistência à tração do material.
σ_n	Tensão normal.
σ_1	Tensão principal maior.
σ_2	Tensão principal intermédia.
σ_3	Tensão principal menor.
τ	Tensão cisalhante.
c	Coesão do material.
ϕ	Ângulo de atrito do material.
c_j	Coesão da junta.
ϕ_j	Ângulo de atrito da junta.
ϕ_r	Ângulo de atrito residual.
ϕ_b	Ângulo de atrito básico.
i	Dilatância por cisalhamento.
f	Função de plastificação.
f_c	Função de plastificação cisalhante.

f_t	Função de plastificação por tração.
m_i	Constante da rocha intacta
d	diâmetro do corpo de prova.
σ_{c50}	Resistência à compressão uniaxial de um corpo de prova de 50 mm de diâmetro.
σ_{cd}	Resistência à compressão uniaxial de um corpo de prova de diâmetro d .
B_i e α_i	Constantes do material intacto (critério de Ramamurthy)
JRC	Rugosidade da parede da descontinuidade.
JCS	Resistência à compressão da parede da descontinuidade.
JRC_o	Rugosidade da parede de uma descontinuidade de 100 mm.
JCS_o	Resistência à compressão da parede de uma descontinuidade de 100 mm.
JRC_n	Rugosidade da parede de uma descontinuidade de comprimento em campo.
JCS_n	Resistência à compressão da parede de uma descontinuidade de comprimento em campo.
L_n	Comprimento de descontinuidade igual a 100 mm.
L_o	Comprimento de uma descontinuidade em campo.
k_{ni}	Rigidez normal inicial.
k_n e k_t	Rigidez normal e cisalhante das descontinuidades.
ΔV_f	Fechamento/abertura da descontinuidade sob a tensão normal.
V_m	Fechamento máximo da descontinuidade.
A, B, C e D	Constantes dependentes do histórico de carregamento da descontinuidade.
E_o	Abertura mecânica da descontinuidade.
RMR_{76}	Sistema de classificação geomecânica - <i>Rock Mass Rating</i> (Bieniawski, 1976).
RMR_{76}'	RMR_{76} , onde o peso relativo à água subterrânea é igual a 10 (maciço totalmente seco) e o peso da orientação das descontinuidades é igual a 0 (muito favorável).
RMR_{89}	Sistema de classificação geomecânica - <i>Rock Mass Rating</i> (Bieniawski, 1989).

RMR_{89}	RMR_{89} , onde o peso relativo à água subterrânea é igual a 10 (maciço totalmente seco) e o peso da orientação das descontinuidades é igual a 0 (muito favorável).
σ_{tm}	Resistência à tração do maciço rochoso.
σ_{cm}	Resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso.
m_b e a	Parâmetros de resistência, Critério de ruptura Hoek-Brown.
GSI	Índice Geológico de Resistência (<i>Geological Strength Index</i>).
Q	Índice de qualidade de tunclamento da rocha (Barton et al. 1974).
RQD	Índice de designação da qualidade da rocha (<i>Rock Quality Designation</i>).
J_n	Índice de influência do número de famílias das descontinuidades.
J_r	Índice de influência da rugosidade das paredes das descontinuidades.
J_a	Índice de influência da alteração das paredes das descontinuidades.
J_w	Índice de influência da ação da água subterrânea.
SRF	Índice de influência do estado de tensões no maciço no entorno da cavidade, (<i>Stress Reduction Factor</i>).
TBD	Tamanho típico do bloco (<i>Typical Block Dimension</i>)
A	Área da superfície de ruptura.
W	Peso do bloco deslizante.
α	Ângulo de inclinação do plano de escorregamento.
U	Força da água sobre o plano de escorregamento.
V	Força da água sobre a fenda de tração.
g_c	Função potencial de ruptura por cisalhamento.
g_t	Função potencial de ruptura por cisalhamento.
FS	Fator de Segurança.
ψ	Ângulo de dilatação.
Δe_v	Relação da razão da deformação volumétrica plástica.
$\Delta \gamma_p$	Razão da distorção plástica.
k	Persistência.
K	Coefficiente de empuxo.
θ	Ângulo de orientação dos blocos com respeito da horizontal.
α	Ângulo de orientação das descontinuidades com respeito do carregamento.

SUMÁRIO

RESUMO	<i>vi</i>
ABSTRACT	<i>vii</i>
LISTA DE FIGURAS	<i>viii</i>
LISTA DE TABELAS	<i>xiv</i>
LISTA DE SIGLAS	<i>xvi</i>
LISTA DE SÍMBOLOS	<i>xvii</i>
SUMÁRIO	<i>xx</i>
1 INTRODUÇÃO	1
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 Material intacto	5
2.1.1 Comportamento tensão-deformação	5
2.1.2 Critérios de ruptura	7
2.1.2.1 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb	7
2.1.2.2 Critério de ruptura de Hoek-Brown	8
2.1.2.3 Critério de ruptura de Ramamurthy	11
2.1.2.4 Critério de ruptura de Bieniawski	12
2.1.2.5 Outros critérios de ruptura	13
2.1.3 Modos de ruptura	13
2.2 Descontinuidades	14
2.2.1 Características mecânicas	14
2.2.2 Efeito escala	17
2.3 Maciço rochoso fraturado	17
2.3.1 Critérios de resistência	17
2.3.1.1 Critério ruptura de Bieniawski-Yudhbir	18
2.3.1.2 Critério de ruptura de Hoek-Brown	18

2.3.1.3	Critério de ruptura de Ramamurthy	24
2.3.2	Estudos de maciços rochosos fraturados	25
2.4	Classificações do maciço rochoso na engenharia	30
2.4.1	Sistema Q	30
2.4.2	Sistema RMR (<i>Rock Mass Rating</i>)	31
2.4.3	Sistema GSI	33
2.5	Taludes	35
2.5.1	Importância dos mecanismos de rupturas	35
2.5.2	Rupturas usuais em taludes altos	38
2.5.2.1	Ruptura circular ou rotacional	38
2.5.2.2	Rupturas por Tombamento	39
2.5.3	Métodos de análises	40
2.5.3.1	Análise limite - Método de equilíbrio limite - MEL	40
2.5.3.2	Modelagem numérica	44
2.6	Método dos elementos distintos	50
3	AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DOS MODELOS DE MACIÇOS ROCHOSOS FRATURADOS	53
3.1	Ensaio em modelos físicos fraturados (BROWN, 1970)	54
3.1.1	Programa experimental	54
3.1.2	Resultados experimentais	57
3.1.2.1	Tensões de ruptura	57
3.1.2.2	Comportamento tensão-deformação	60
3.1.2.3	Modos de ruptura	61
3.2	Avaliação via critério de resistência de Hoek-Brown	62
3.2.1	Informações utilizadas na avaliação	62
3.2.2	Determinação dos parâmetros de Hoek-Brown (m_i , σ_{ci} e GSI)	62
3.2.2.1	Determinação da constante m_i para os blocos intactos	62
3.2.2.2	Resistência à compressão do material intacto (σ_{ci})	63
3.2.2.3	Determinação de GSI	63
3.3	Avaliação via simulação numérica ($UDEC$)	65
3.3.1	Estudo paramétrico do modelo fraturado	68
3.3.2	Determinação dos parâmetros do material intacto	69
3.3.3	Determinação dos parâmetros das descontinuidades	70

3.3.4	Simulação tensão-deformação	71
4	MODOS DE RUPTURA EM TALUDES DE MACIÇOS ROCHOSOS FRATURADOS	75
4.1	Modelo físico fraturado ensaiado experimentalmente por Singh, 1997	76
4.1.1	Programa experimental	76
4.1.2	Resultados experimentais	78
4.1.2.1	Tensões de ruptura	78
4.1.2.2	Modos de ruptura	79
4.1.2.3	Comportamento tensão-deformação	80
4.2	Simulação numérica dos modelos fraturados ensaiados por Singh (<i>UDEC</i>)	81
4.2.1	Parâmetros do material intacto	83
4.2.2	Parâmetros das descontinuidades	83
4.2.3	Simulação tensão-deformação	84
4.3	Simulação dos modos de ruptura em taludes de maciços rochosos fraturados	85
4.3.1	Propriedades do material intacto e das descontinuidades	85
4.3.1.1	Propriedades do material intacto	85
4.3.1.2	Propriedades das descontinuidades	87
4.3.2	Características geométricas dos maciços rochosos hipotéticos	87
4.3.3	Classificação dos maciços rochosos hipotéticos considerando a escala	88
4.3.4	Simulação dos modos de rupturas em taludes de maciços rochosos fraturados	89
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	93
5.1	Avaliação dos modelos fraturados T60 e T45 ensaiados por Brown (1970) via critério empírico Hoek-Brown	93
5.2	Avaliação dos modelos fraturados T60 e T45 ensaiados por Brown (1970) via simulação numérica	98
5.2.1	Resultados do estudo paramétrico	98
5.2.2	Simulação do comportamento tensão-deformação	100
5.2.3	Modos de ruptura resultantes da simulação dos modelos fraturados T60 e T45	107
5.3	Modos de ruptura em taludes de maciços rochosos fraturados	115

5.3.1	Simulação numérica dos modelos fraturados ensaiados por Singh (<i>UDEC</i>)	115
5.3.2	Simulação dos modos de ruptura em taludes de maciços rochosos fraturados	121
6	CONCLUSÕES	133

1 INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, diferentes pesquisadores têm-se interessado pelo conhecimento das características de resistência e de deformação dos maciços rochosos fraturados. Assim, como parte do entendimento do processo de fraturamento ao longo do carregamento, alguns estudos começaram com trabalhos experimentais em campo e em laboratório. Os estudos desenvolvidos por Hock e Bieniawski (1965) e por Hock (1968) mostraram que a teoria de Griffith, tanto a original como a modificada, é apropriada para descrever a iniciação da fratura, mas não para descrever sua propagação. Isto levou os pesquisadores a propor diferentes formulações empíricas relacionando as tensões principais para definir a condição de ruptura.

Para entender o comportamento de maciços multifraturados de modo persistente e não persistente, Brown (1970), Brown e Trollope (1970) e Einstein e Hirschfield (1973) realizaram uma série de ensaios de compressão triaxial em blocos prismáticos montados em diferentes orientações. O comportamento destes sistemas mostrou ser influenciado pela orientação dos blocos em relação à direção do carregamento aplicado. Foram ajustadas envoltórias não lineares aos resultados experimentais. Essas envoltórias foram expressas através de uma formulação cuja principal dificuldade de aplicação consiste na determinação experimental dos parâmetros de resistência do maciço rochoso. Os resultados dos ensaios mostraram que são possíveis vários modos de ruptura em maciços rochosos e que a distribuição interna de tensões no maciço rochoso é altamente complexa.

Hoek e Brown (1980) propuseram um critério empírico de ruptura para avaliar a resistência dos maciços rochosos. O critério assume comportamento isotrópico da rocha (maciços rochosos altamente fraturados). O critério considera dentro de sua formulação a resistência do material intacto, e parâmetros que dependem da compartimentação do maciço baseados na Classificação Geomecânica de Maciços Rochosos *RMR* (*Rock Mass Rating*) ou no Índice de Resistência Geológica *GSI* (*Geological Strength Index*).

Para ter resultados mais realistas das propriedades mecânicas dos maciços rochosos fraturados, maciços em maior escala, de diferentes tipos e configurações estruturais deveriam ser ensaiados. Tal programa experimental demandaria elevados custos e demasiado tempo para ser desenvolvido. Contudo, modelos físicos de blocos fraturados podem ser ensaiados em laboratórios convencionais. Estes modelos físicos podem ser simulados utilizando-se técnicas de análises numéricas que permitam calibrar o modelo numérico utilizando-se os parâmetros do ensaio. O modelo calibrado pode ser utilizado no estudo do comportamento mecânico de rocha fraturada em auxílio das modelagens físicas.

O presente trabalho visa avaliar a resistência de modelos fraturados pelo critério empírico de resistência de Hoek-Brown, e por análise numérica através do Código Universal de Elementos Distintos *UDEC* (*Universal Distinct Element Code*). Os elementos de comparação entre os resultados experimentais de Brown e os avaliados serão as envoltórias de resistência e as curvas tensão-deformação. Por análise numérica, utilizando o programa *UDEC*, são simulados os comportamentos tensão-deformação e os modos de ruptura de quatro configurações de um dos modelos ensaiados por Singh (1997). Baseado nas configurações do modelo ensaiado por Singh, são simulados taludes de grande porte com o intuito de determinar a influência da orientação do bloco do maciço nos modos de ruptura de um talude alto (altura 300 m). Também é analisada a influência do tamanho do bloco na estabilidade de taludes de 10, 100, e 300 m de altura. Os elementos de comparação entre os resultados experimentais do modelo ensaiado por Singh (1997) e os simulados são as curvas tensão-deformação.

Este trabalho foi dividido em seis capítulos. No Capítulo 2, é realizada uma breve revisão sobre o comportamento mecânico relativo à resistência e deformabilidade do maciço rochoso, abordando seus dois elementos principais a matriz de rocha e as descontinuidades. Também é realizada uma revisão geral sobre modos de rupturas e métodos de análises em taludes.

No Capítulo 3 é detalhada a metodologia seguida para a avaliação da resistência dos maciços rochosos fraturados. Isto inclui as informações do trabalho de Brown (1970) correspondentes ao programa experimental e aos resultados, assim como, a avaliação da resistência dos modelos fraturados via critério empírico de resistência de Hoek-Brown e via análise numérica através do Código Universal de Elementos Distintos *UDEC*.

No Capítulo 4 é descrita a metodologia seguida para o estudo dos modos de ruptura em taludes. Isto compreende a revisão do modelo ensaiado experimentalmente por Singh (1997) em suas quatro configurações, bem como a simulação dos modelos ensaiados experimentalmente por Singh, e a simulação dos taludes em maciços rochosos fraturados.

No Capítulo 5 são abordados os resultados e as discussões da avaliação da resistência (via critério empírico de Hoek-Brown e via simulação numérica) dos modelos ensaiados por Brown (1970) e os modos de rupturas em taludes em modelos de maciços rochosos fraturados (compreendido pela simulação dos modelos ensaiados por Singh, 1997, e a simulação dos taludes em diferentes alturas).

Finalmente, no Capítulo 6 apresentam-se as conclusões finais obtidas a partir das análises realizadas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O comportamento mecânico relativo a resistência e deformabilidade de um maciço rochoso obedece à resposta combinada de dois elementos principais, a matriz de rocha e as descontinuidades. Ambos elementos influenciam, em maior ou menor grau, na resistência e nos modos de ruptura do maciço rochoso, dependendo das condições de solicitação, assim como, da predominância de um deles dentro do maciço. Neste capítulo se faz uma revisão com respeito a estes elementos e seu comportamento em taludes.

2.1 Material intacto

2.1.1 Comportamento tensão-deformação

A resistência da rocha intacta ou matriz de rocha depende de diferentes fatores os quais podem ser agrupados em internos (composição mineralógica, tamanho dos grãos, densidade de microfissuras, etc) e externos (condições de solicitação). Para caracterizar a resistência da rocha usualmente são realizados ensaios de compressão (confinados e não confinados), cisalhamento direto e tração (direta e indireta). A determinação da resistência da rocha em todos os casos obedece a um critério de resistência baseado na “ruptura” da rocha. Deve-se entender que a ruptura ou resistência de uma rocha não é uma propriedade intrínseca da mesma, assim outros fatores, como a trajetória e o sistema do carregamento, influenciam na ruptura da rocha, Goodman (1989). Uma forma de entender a ruptura de uma rocha é através do conhecimento do processo físico envolvido na ruptura (mecanismo de ruptura). Martin e Chandler (1994) apresentam a curva tensão axial versus deformação axial, lateral e volumétrica do granito de Lac du Bonnet ensaiado em compressão uniaxial (Figura 2.1). A curva foi dividida em cinco regiões as quais são:

- I. Primeira (Região I), a curva tensão-deformação representa o fechamento das microfissuras existentes no corpo de prova e pode ou não estar presente, dependendo da densidade do fissuramento inicial e a geometria das fissuras.
- II. Segunda (Região II), a rocha é considerada um material linear, homogêneo, elástico. Nesta região podem ser determinadas as propriedades elásticas do corpo de prova.
- III. Terceira (Região III), está marcada pelo começo da dilatância. O nível de tensão correspondente está referido à tensão de início de propagação das fissuras, σ_{ci}' . Estas fissuras são consideradas estáveis, ou seja, para sua propagação é preciso um acréscimo do carregamento. A determinação de σ_{ci}' é através da curva deformação volumétrica por fraturamento versus deformação axial (Figura 2.1).

Figura 2.1 – Curva tensão axial versus deformação axial, lateral e volumétrica do granito de Lac du Bonnet ensaiado em compressão uniaxial (Martin e Chandler, 1994).

- IV. Quarta (Região IV), é caracterizada pela mudança de direção da curva de deformação volumétrica total, $\varepsilon_v = \Delta V/V$ ($\varepsilon_v = \varepsilon_{axial} + 2\varepsilon_{lateral}$), e representa o início do desenvolvimento da propagação instável das fissuras. A tensão correspondente a esta etapa é denominada tensão de fraturamento por dano σ_{ed} .
- V. Está definida pela tensão pico (σ_f) que representa o começo do comportamento pós-ruptura. Esta tensão é utilizada para estabelecer a envoltória de resistência do material.

2.1.2 Critérios de ruptura

2.1.2.1 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb pode ser expresso em função dos esforços normal σ_n e cisalhante τ no plano de ruptura, eq. (2.1), assim como, pelas tensões principais maior σ_1 e menor σ_3 e a resistência à compressão uniaxial do material intacto σ_{ci} , eq. (2.2), envolvendo os parâmetros, de resistência do material, coesão c e ângulo de atrito ϕ .

$$\tau = c - \sigma_n \tan \phi \quad (2.1)$$

$$\sigma_1 = \sigma_{ci} + \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma_3 \quad (2.2)$$

A plastificação do material é definida quando a função de plastificação é igual a zero ($f=0$), a eq. (2.2) pode ser reescrita e formulada pela eq. (2.3) como a função de plastificação cisalhante, f_c (Figura 2.2).

$$f_c = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (2.3)$$

onde

$$\sigma_{ci} = 2c\sqrt{N_\phi} \quad (2.4)$$

$$N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.5)$$

Deve ser notado que a tensão intermédia σ_2 não tem influência sobre a plastificação. A função de plastificação por tração f_t é expressa pela eq. (2.6).

$$f_t = \sigma_t - \sigma_3 \quad (2.6)$$

onde σ_t é a resistência à tração do material.

Figura 2.2 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb: Função de plastificação.

2.1.2.2 Critério de ruptura de Hoek-Brown

Este critério é baseado em um ajuste de curvas (envoltórias) sobre resultados de ensaios de compressão triaxial em rochas. A maior contribuição do critério foi estabelecer uma relação entre a informação de laboratório e a de campo através da classificação geomecânica *RMR* (*Rock Mass Rating*). As limitações do critério foram a utilização de um só tipo de rocha (Andesita, Mina Bougainville, Papua-Nova Guiné) e de amostras remoldadas. O critério foi expresso pela eq. (2.7).

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} = \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \quad (2.7)$$

onde σ_1 e σ_3 são as tensões principais maior e menor de ruptura, respectivamente, m_i é uma constante da rocha intacta e σ_{ci} é a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta (Hoek e Brown 1980).

A resistência à tração da rocha intacta, σ_t , é expressa pela eq. (2.8).

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{ci}}{2} \left(m_i - \sqrt{m_i^2 + 4} \right) \quad (2.8)$$

Os valores de m_i e σ_{ci} são obtidos de ensaios de compressão triaxial (no mínimo cinco ensaios) realizados numa faixa de σ_3 de $0 < \sigma_3 < 0,5 \sigma_{ci}$. Caso não se disponha de ensaios, valores estimados de m_i e σ_{ci} , apresentados nas Tabela 2.1 e Tabela 2.2 respectivamente, podem ser utilizados para análises preliminares (Hoek e Brown, 1997).

Tabela 2.1 - Valores de referencia de m_i para diferentes tipos de rocha
(Hoek e Brown 1997)

Tipo de Rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grossa	Média	Fina	Muito Fina
SEDIMENTAR	Clástica		Conglomerado (22)	Arenito 19	Siltito 9	Argilito 4
				Grauvaca (18)		
				Giz 7		
				Carvão (8-21)		
				Calcário Esparítico (10)	Calcário Micrítico 8	
	Não Clástica	Carbonata	Brecha (20)	Gipsito 16	Anidrito 13	
	Química					
METAMÓRFICA	Não- foliada		Mármore 9	Hornfels (19)	Quartzito 24	
	Levemente foliada		Migmatito (30)	Anfibolito 31	Milonito (6)	
	Foliada		Gnaiss 33	Xisto (10)	Filito (10)	Ardósia 9
	Ácida		Granito 33		Riolito (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorito (30)		Dacito (17)	
			Diorito (28)		Andesito 19	
			Gabro 27	Dolerito (19)	Basalto (17)	
			Norito (22)			
ÍGNEA	Básica					
	Piroclástica extrusiva		Brecha vulcânica (20)	Brecha (18)	Turfa (15)	

* Os valores referem-se a ensaios realizados na direção normal à foliação. Os valores de m_i serão significativamente diferentes caso a ruptura ocorra no plano de foliação.

Tabela 2.2 - Valores de referência de σ_{ci} para diferentes tipos de rocha
(Hoek e Brown 1997)

Grau	Termo	Resistência à compressão uniaxial (MPa)	Índice de carga pontual (MPa)	Estimativa da resistência em campo	Exemplos
R6	Rocha extremamente competente	>250	>10	O espécime de rocha só pode ser lascado com um martelo geológico.	Basalto são, chert, diabasio, gnaiss, granito, quartzito.
R5	Rocha muito competente	100-250	4-10	O espécime requer de muitas pancadas com o martelo de geólogo para se quebrar.	Anfibolita, arenito, basalto, gabro, gnaiss, granodiorita, siltito, mármore, riolita, turfa.
R4	Rocha competente	50-100	2-4	O espécime requer mais de um golpe com o martelo de geólogo para se quebrar.	Siltito, mármore, filito, arenito, xisto, xisto argiloso.
R3	Rocha medianamente competente	25-50	1-2	O espécime não pode ser riscado ou descascado com um canivete, ele pode ser fraturado com uma simples pancada com o martelo de geólogo.	Argilito, carvão, concreto, xisto, xisto argiloso, siltito.
R2	Rocha pouco competente	5-25	**	O espécime pode ser descascado com um canivete com certa dificuldade, cortes rasos podem ser feitos com a ponta do martelo de geólogo.	Giz, rocksalt, potassa.
R1	Rocha muito pouco competente	1-5	**	O espécime é esmigalhado baixo firmes pancadas com a ponta do martelo de geólogo, pode ser descascado com um canivete.	Rocha altamente intemperizada ou alterada.
R0	Rocha não competente	0,25-1	**	Podem ser feitos cortes no espécime com a unha.	Preenchimento compacto de falha.

* Grau acordo com Brown (1981). ** Ensaios de carga pontual em rochas com resistência à compressão uniaxial inferior a 25 MPa são provavelmente ambíguos.

A influencia do tamanho do corpo de prova na resistência da rocha se encontra amplamente discutida na literatura e é reconhecida uma redução significativa com o acréscimo do tamanho do corpo de prova. Hoek e Brown (1980), baseados nas análises de dados publicados, sugeriram que a resistência à compressão uniaxial de um corpo de prova de diâmetro $d(\text{mm})$ σ_{cd} se encontra relacionada com a resistência à compressão uniaxial de um corpo de prova de 50 mm de diâmetro σ_{c50} através da eq. (2.9).

$$\sigma_{cd} = \sigma_{c50} \left(\frac{50}{d} \right)^{0,18} \quad (2.9)$$

2.1.2.3 Critério de ruptura de Ramamurthy

Ramamurthy e seus colaboradores propuseram um critério de ruptura para representar a resposta da resistência não linear do material intacto de rocha (Ramamurthy, 1993; Ramamurthy e Arora, 1994). Este critério foi baseado nos resultados de ensaios em material intacto de 4 tipos de arenitos e da análise de resultados compilados de ensaios em material intacto de mais de 80 tipos de rochas. O critério é expresso pela eq. (2.10).

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_3} = B_i \left(\frac{\sigma_{ci}}{\sigma_3} \right)^{\alpha_i} \quad (2.10)$$

onde α_i é a pendente da relação entre $\log[(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_3]$ e $\log(\sigma_{ci}/\sigma_3)$, e B_i é uma constante do material intacto igual a $(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_3$ quando $\sigma_{ci}/\sigma_3 = 1$. Os valores de B_i e α_i podem ser estimados, no mínimo, através de dois ensaios de compressão triaxial para carregamentos confinantes maiores que 5% de σ_{ci} . Ramamurthy (1993) sugere que para vários tipos de rochas o valor médio de α_i é 0,8 e o valor de B_i varia de 1,8 a 3,0 em função do tipo e da qualidade da rocha (Tabela 2.3). Ramamurthy e Arora (1994) através de ensaios em 3 tipos de matérias intactos (argamassa Paris, arenito de Agra e arenito de Jamrani) mostraram que α_i varia grandemente de 0,09 a 0,87 e B_i varia de 1,69 a 13,20 em relação do grau fraturamento.

Na eq. (2.10), quando σ_3 é menor que 5% de σ_{ci} e σ_t é desconsiderada ($\sigma_t = 0$), a resistência da rocha é subestimada. Para levar em conta a contribuição de σ_t na resistência a eq.(2.11) fornece uma melhor aproximação para o material intacto de rocha.

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_3 + \sigma_1)} = B \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_3} + \sigma_1 \right)^\alpha \quad (2.11)$$

Usualmente σ_1 é obtido do ensaio Brasileiro, $\alpha = 0,67$ para muitas rochas; e B é constante do material intacto. Os valores para α e B na eq. (2.11) podem ser obtidos de dois ensaios de compressão triaxial (para $\sigma_3 > 5\%$ de σ_{ci}). Se não se conta com ensaios de compressão triaxial, o valor de B pode ser estimado como $1,3 (\sigma_{ci}/\sigma_1)^{1/3}$, Ramamurthy (1993).

Tabela 2.3 - Valores médios de B_i para diferentes rochas

Tipo de Rocha	Sedimentares e metamórficas						Ígneas	
	Argilosas		Areiosas		Químicas			
	Siltito Argilas Tufo Loess	Xistos Ardósia Siltito Argilito	Arenito	Quartzito	Calcário Anidrita Rocha de sal	Mármore Dolomito	Andesita Diorita Norita Liparita Basalto	Granito Charnockitos
B_i	1,8	2,2	2,2	2,6	2,4	2,8	2,6	3,0
Valor médio	2,0		2,4		2,6		2,8	

Nota: Ramamurthy (1993).

2.1.2.4 Critério de ruptura de Bieniawski

O critério de Bieniawski, proposto em 1974, foi baseado no estudo experimental de cinco tipos de rochas. O critério foi expresso pela eq. (2.12).

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} = 1 + B \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} \right)^\alpha \quad (2.12)$$

onde $\alpha = 0,75$ e B é constante do material que depende do tipo de rocha (Tabela 2.4).

Tabela 2.4 - Valores médios de B para diferentes rochas

Valores de B	2	3	4,5	5
Tipos de rocha	Xisto argiloso e calcáreo	Siltito e mudstone	Quartzito, arenito e dolerito. Quartzito duro	Norita e granito

Nota: Bieniawski (1974).

Yudhbir *et al.* (1983) através de resultados de ensaios em compressão triaxial em modelos intactos e fracturados e de resultados compilados, re-examinaram o critério proposto por Bieniawski e determinaram um valor de 0,65 para α ; concluindo que os valores de α variam na faixa de 0,65 a 0,75.

2.1.2.5 Outros critérios de ruptura

Segundo Murrell (1965 *apud* Sheorey, 1997, p. 14), eq. (2.13).

$$\sigma_1 = \sigma_{ci} + A(\sigma_3)^B \quad (2.13)$$

Segundo Franklin (1971 *apud* Sheorey, 1997, p. 14), eq. (2.14).

$$\sigma_1 - \sigma_3 = A(\sigma_1 + \sigma_3)^B \quad (2.14)$$

Nas eqs. (2.13) e (2.14) A e B são constantes do material intacto de rocha que, junto com a resistência à compressão uniaxial e à tração do material intacto, são determinados através do ajuste das equações aos resultados de ensaios (Sheorey, 1997).

2.1.3 Modos de ruptura

Jaeger e Cook (1969) apresentaram os modos de ruptura do calcário de Solenhofen ensaiado a diferentes tensões confinantes em corpos de prova cilíndricos, Figura 2.3.

Figura 2.3 - Ruptura por: a) clivagem axial, b) cisalhamento, c) cisalhamento múltiplos, d) tração, e e) tração induzida.

A ruptura por clivagem axial é causada pelas tensões de tração induzidas pela compressão do material. Dependendo das características do material, a ruptura por clivagem axial se pode apresentar como um único plano de ruptura, material de grão fino ou vidro, ou vários planos de rupturas na direção do carregamento, matérias com estruturas graníticas (Gramberg, 1989). Os modos de ruptura do tipo cisalhamento e

planos de cisalhamento múltiplos são comuns e característicos em rochas ensaiadas a compressão em condições confinadas (Jaeger e Cook, 1969). A ruptura por tração se caracteriza por desenvolver um plano de ruptura perpendicular à direção de carregamento com superfícies lisas e limpas.

2.2 Descontinuidades

As descontinuidades são uma componente importante do maciço rochoso. Têm um papel predominante no comportamento mecânico do maciço nas obras de engenharia. Uma forma de abordar o conhecimento do comportamento da descontinuidade é estudar os métodos para determinar suas características geométricas, mecânicas e hidráulicas. Neste item serão abordadas as duas primeiras características, geométricas e mecânicas, que são de importância para o presente trabalho.

2.2.1 Características mecânicas

As características mecânicas das descontinuidades são governadas por sua resistência e rigidez.

A resistência de uma descontinuidade plana é representada pelo critério de Mohr-Coulomb, onde a resistência cisalhante pico τ se encontra em função da resistência coesiva c_j e ângulo de atrito ϕ_j da junta e a tensão normal σ_n como expressa na eq. (2.15).

$$\tau = c_j + \sigma_n \tan \phi_j \quad (2.15)$$

A resistência residual cisalhante ($c = 0$) é determinada pela eq. (2.16).

$$\tau = \sigma_n \tan \phi_r \quad (2.16)$$

onde ϕ_r é o ângulo de atrito residual.

As descontinuidades naturais raramente são planas ou lisas. Normalmente contêm ondulações e asperezas (rugosidade-irregularidades) que contribuem em sua resistência cisalhante. Patton (1966) mostrou a influencia das irregularidades das paredes da descontinuidade na resistência cisalhante da mesma através de uma parcela i (dilatância); destacando que a resistência cisalhante de uma descontinuidade τ está compreendida por duas parcelas, ângulo de atrito básico ϕ_b e dilatância i . A dilatância, que vem a ser o ângulo da direção do movimento com relação à direção da aplicação da força cisalhante, representa a contribuição da rugosidade na resistência. A determinação da resistência cisalhante é expressa pela eq. (2.17).

$$\tau = \sigma_n \tan(\phi_b + i) \quad (2.17)$$

A eq. (2.17) se aplica para casos de baixo confinamento, onde o deslocamento entre as descontinuidades é basicamente por escorregamento. Isto significa que não representa a contribuição do cisalhamento de material intacto. O critério proposto por Barton e seus colaboradores leva em conta este efeito através da rugosidade da parede da descontinuidade, JRC , e da resistência à compressão, JCS , da mesma como expressa pela eq. (2.18).

$$\tau = \sigma_n \tan \left(\phi_b + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right) \quad (2.18)$$

JRC pode ser estimado por retroanálises através da eq. (2.19) ou pela comparação do perfil da descontinuidade com perfis padrões. Os perfis padrões mais utilizados são os propostos por Barton e Choubey (1977) apresentados na Figura 2.4.

Figura 2.4 - Perfis de rugosidade e os valores de JRC correspondentes (Barton e Choubey, 1977).

$$JRC = \frac{\arctg\left(\frac{\tau}{\sigma_n}\right) - \phi_r}{\log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)} \quad (2.19)$$

A deformabilidade das descontinuidades é de grande importância em seu comportamento mecânico e descreve o comportamento tensão-deslocamento normal e cisalhante da mesma. Os termos que descrevem estes comportamentos são a rigidez normal, k_n , e cisalhante, k_t ; para descontinuidades naturais, estes comportamentos têm uma característica não linear, isto por causa da rugosidade inerentes às descontinuidades, Bandis *et al.* (1983).

A equação geral que descreve o fechamento e a abertura das descontinuidades, sob carregamento cíclico é definida pela função hiperbólica expressa na eq. (2.20) (Bandis *et al.*, 1983).

$$\sigma_n = \frac{\Delta V_j}{\alpha - b\Delta V_j} \quad (2.20)$$

onde, ΔV_j (mm) é o fechamento/abertura da descontinuidade sob a tensão normal σ_n (MPa).

$\alpha = 1/k_{ni}$, k_{ni} é a rigidez normal inicial (MPa/mm)

$b = \alpha/V_m$, V_m é o fechamento máximo da descontinuidade (mm).

V_m e k_{ni} são possíveis de estimar se são conhecidas as características das descontinuidades (JRC , JCS e a abertura inicial, E_o), aplicando as eqs. empíricas propostas por Bandis *et al.* (1983).

$$V_m = A + B(JRC) + C\left(\frac{JCS}{E_o}\right)^D \quad (2.21)$$

$$k_{ni} = 0,02\left(\frac{JCS}{E_o}\right) + 1,75JRC - 7,15 \quad (2.22)$$

onde os valores das constantes A , B , C e D são dependentes do histórico de carregamento da descontinuidade e E_o é a abertura mecânica para o começo de cada ciclo de carregamento. E_o pode ser calculado pela eq. (2.23).

$$E_o = \frac{JRC}{5} \left(0,2 \cdot \frac{\sigma_{ci}}{JCS} - 0,1 \right) \quad (2.23)$$

A extrema não-linearidade da relação tensão-deslocamento normais nas descontinuidades, significa que o uso de um único valor de rigidez normal para caracterizar a descontinuidade pode ser insuficiente, dependendo da amplitude do intervalo de tensões a que a descontinuidade será submetida. Nesse caso, a sua determinação pode ser obtida pela eq. (2.24).

$$k_n = k_{ni} \left(1 - \frac{\sigma_n}{V_m k_{ni} + \sigma_n} \right)^{-2} \quad (2.24)$$

A rigidez cisalhante, k_t , depende de todas as variáveis que influenciam no comportamento cisalhante. A envoltória de k_t é de forma semelhante à envoltória de τ , ou seja k_t aumenta com o acréscimo de σ_n . Barton e Choubey (1977) propuseram a eq. (2.25) para estimar k_t ,

$$k_t = \frac{500}{L_n} \left(\frac{L_n}{JRC_n} \right)^{0,33} \cdot \sigma_n \lg \left[JRC_n \log \left(\frac{JCS_n}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] \quad (2.25)$$

onde o subscrito n se refere à escala da descontinuidade em questão.

2.2.2 Efeito escala

Baseados em ensaios, modelos, e dados da literatura de descontinuidades, Barton e Choubey (1977) encontraram uma relação entre JRC_o e JCS_o de uma descontinuidade de 100 mm de comprimento (L_o) e, JRC_n e JCS_n de uma descontinuidade de comprimento em campo (L_n). As relações foram expressas pelas eqs. (2.26) e (2.27) respectivamente:

$$JRC_n = JRC_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0,02JRC_o} \quad (2.26)$$

$$JCS_n = JCS_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0,03JRC_o} \quad (2.27)$$

2.3 Maciço rochoso fraturado

2.3.1 Critérios de resistência

Estudos para a determinação da resistência em materiais intactos avançaram com a teoria do balanço energético de Griffith. No entanto, estudos desenvolvidos por diferentes pesquisadores, Hoek e Bieniawski (1965), Hoek (1968), etc, mostraram que a teoria de Griffith, tanto a original como as modificadas, é apropriada para descrever a

iniciação da fratura, mas não para descrever a propagação da mesma em rocha (estado de ruptura). Isto levou os pesquisadores a proporem diferentes critérios empíricos relacionando às tensões principais, assim como as tensões cisalhantes e as tensões normais para o estado de ruptura.

2.3.1.1 Critério ruptura de Bieniawski-Yudhbir

O critério de resistência proposto por Bieniawski (1974) para maciços rochosos foi expresso pela eq. (2.28),

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} = A + B \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} \right)^\alpha \quad (2.28)$$

onde $\alpha = 0,75$; B é constante do material que depende do tipo de rocha (ver Tabela 2.4, item 2.1.2.4), e A é um parâmetro adimensional que depende da qualidade do maciço rochoso e pode ser determinado pelas eqs. (2.29) ou (2.30) (Bieniawski, 1974).

$$A = 0,0176Q^\alpha \quad (2.29)$$

ou

$$A = e^{\left[7,65 \left(\frac{RMR_{76} - 100}{100} \right) \right]} \quad (2.30)$$

onde Q e RMR_{76} são as classificações geomecânicas de Barton *et al.* (1974) e Bieniawski (1976) respectivamente.

A resistência à compressão do maciço rochoso, σ_{cm} , é expressa pela eq. (2.31).

$$\sigma_{cm} = A \sigma_{ci} \quad (2.31)$$

Como indicado no item 2.1.2.4, Yudhbir *et al.* (1983) determinaram um valor de 0,65 para α ; concluindo que os valores de α se encontram na faixa de 0,65 a 0,75.

2.3.1.2 Critério de ruptura de Hoek-Brown

O critério de ruptura de Hoek-Brown para o maciço rochoso se encontra em função das constantes m e s que pertencem ao maciço rochoso fraturado (Hoek e Brown 1980). O critério é expresso pela eq. (2.32).

$$\frac{\sigma_1'}{\sigma_{ci}'} = \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}'} + \sqrt{m \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}'} + s} \quad (2.32)$$

A formulação proposta é aplicada para meios contínuos e isotrópicos que compreendem a rocha intacta e os maciços rochosos altamente fraturados, Figura 2.5.

Figura 2.5 - Aplicação do critério de Hoek-Brown (Hoek *et al.*, 1995).

Baseados em limitados resultados experimentais (dois casos de obra), as constantes m e s foram relacionadas com o RMR_{76} e Q . Os valores de m e s se encontram entre $0 < m < m_i$ e $0 < s < 1$ respectivamente, de uma condição não competente para uma competente do maciço rochoso.

Hoek (1983) concentrou-se na determinação das constantes m e s , e de técnicas para relacionar estas com a coesão e o ângulo de atrito. A ampla aplicação do critério para condições não levadas em conta inicialmente (condições superficiais) levou a introduzir a idéia de maciços rochosos perturbados e não perturbados (Hoek, 1988). Para maciços rochosos não perturbados as constantes são expressas pelas eqs. (2.33) e (2.34),

$$m = m_i e^{\frac{RMR_{76}' - 100}{28}} \quad (2.33)$$

$$s = e^{\frac{RMR_{76}' - 100}{9}} \quad (2.34)$$

Para maciços rochosos perturbados as constantes são expressas pelas eqs. (2.35) e (2.36).

$$m = m_i e^{\frac{RMR_{76}' - 100}{14}} \quad (2.35)$$

$$s = e^{\frac{RMR_{76}' - 100}{6}} \quad (2.36)$$

Hoek (1988) para a estimativa do RMR_{76}' sugeriu assumir o peso relativo à água subterrânea igual a 10 (maciço totalmente seco) e o peso da orientação das descontinuidades igual a 0 (muito favorável). Nas aplicações do critério foi percebido que as estimativas de resistência para maciços rochosos altamente fraturados eram sobreestimadas. Hoek *et al.* (1992), numa tentativa de remediar estas deficiências, propuseram um critério modificado. Neste critério, forçou-se a envoltória de ruptura a determinar uma resistência a tração σ_{tm} igual a zero ($\sigma_{tm} = 0$). Por outro lado, foi introduzido um novo parâmetro, α , como um meio para mudar a curvatura da envoltória de ruptura, particularmente para tensões normais muito baixas. No critério modificado, foram introduzidas as constantes m_b e α para maciços rochosos fraturados. O critério é expresso pela eq. (2.37).

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} \right)^\alpha \quad (2.37)$$

as constantes m_b e α dependem da estrutura do maciço e as condições das descontinuidades.

O critério modificado se mostrou conservador na estimativa da resistência dos maciços rochosos muito competentes, por esta razão, Hoek *et al.* (1995) propuseram um critério generalizado que combina ambos critérios, modificado e original, através de um valor de RMR_{76}' aproximadamente igual a 25. Assim, para maciços com RMR_{76}' maiores a 25, era utilizado o critério original, e, para RMR_{76}' menores que 25, era utilizado o critério modificado. A falta de aplicabilidade de RMR para maciços rochosos altamente fraturados e sua continua mudança levou à introdução do Índice Geológico de Resistência (*Geological Strength Index – GSI*), apresentado na Tabela 2.5, para o cálculo dos parâmetros m_b , s e α .

O critério generalizado de Hoek-Brown é expresso pela eq. (2.38).

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^\alpha \quad (2.38)$$

Tabela 2.5 - Determinação do Índice de Resistência Geológica – *GSI*
(Hoek e Karzulovic, 2000).

ÍNDICE DE RESISTÊNCIA GEOLÓGICA Estimar o valor médio do Índice de resistência Geologica (GSI)		MUITO BOA Superfícies rugosas, não alteradas nem intemperizadas.	BOA Superfícies rugosas, pouco alteradas.	REGULAR Superfícies lisas, moderadamente alteradas e/ou intemperizadas.	MÁ Superfícies lisas e cisalhadas, altamente alteradas com preenchimento de fragmentos granulares ou argilas rígidas	Muito Má Superfícies lisas e cisalhadas, altamente alteradas e/ou intemperizadas com preenchimento de argilas moles.
ESTRUTURA		CONDIÇÃO DA SUPERFÍCIE DA DESCONTINUIDADE				
		REDUÇÃO DA QUALIDADE DA SUPERFÍCIE →
MACIÇO INTACTO	90	80	70	60	N/A
FRATURADO EM BLOCOS
ALTAMENTE FRATURADO EM BLOCOS
FRATURADO, PERTURBADO E DOBRADO
DESINTEGRADO
LAMINADO/CISALHADO					

As relações entre m_b/m_i , as constantes α e s e o GSI são expressas pelas eqs. (2.39) a (2.43). Assim, para maciços rochosos com $GSI > 25$ tem-se,

$$\frac{m_b}{m_i} = e^{\frac{GSI-100}{28}} \quad (2.39)$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9}} \quad (2.40)$$

$$\alpha = 0,5 \quad (2.41)$$

para maciços rochosos com $GSI < 25$, tem-se,

$$s = 0 \quad (2.42)$$

$$\alpha = 0,65 - \frac{GSI}{200} \quad (2.43)$$

No critério generalizado as extensões para maciços perturbados e não perturbados foram desconsideradas, no entanto, foi deixado aos usuários assumir um GSI que represente melhor o maciço exposto. Hoek e Brown (1997) indicaram que para o maciço rochoso superficial, danificado pelo efeito da detonação, seja considerada uma diminuição de 10 pontos no GSI para compensar a diminuição pelo dano induzido.

Hoek *et al.* (2002) consideram novamente a dificuldade na determinação dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb para análises de estabilidade. Nesse sentido eles descrevem os passos a seguir à aplicação do critério de ruptura. Um novo parâmetro D é introduzido para considerar o efeito do dano por detonação e alívio de tensões pelo processo de escavação (Hoek e Karzulovic, 2000; Hoek *et al.*, 2002). A formulação generalizada não teve mudanças, no entanto, os parâmetros de resistência foram relacionados com o fator de perturbação D . Os parâmetros foram expressos pelas eqs. (2.44) a (2.46) como segue:

$$m_b = m_i e^{\frac{GSI-100}{28-14D}} \quad (2.44)$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}} \quad (2.45)$$

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (2.46)$$

Os valores de D variam de 0, para maciços rochosos não perturbados, até 1, para maciços rochosos altamente perturbados (Hoek *et al.*, 2002).

Através de uma análise dos parâmetros de Hoek-Brown com relação aos parâmetros de Mohr-Coulomb encontrou-se que tanto m_i como m_b estão relacionados diretamente com ϕ e c da rocha. A variação de m_b tem duas particularidades: para

maciços de maior competência se encontra mais relacionado com c e para maciços de menor competência se encontra mais relacionado com ϕ . O parâmetro s encontra-se relacionado diretamente com σ_{tm} e c do maciço rochoso, ao mesmo tempo sua relação com ϕ é inversa. O parâmetro a tem uma relação inversa com a resistência, e influencia em maior grau c que ϕ . Como pode ser constatado não existe uma relação direta entre os parâmetros de Hoek-Brown e Mohr-Coulomb.

Através das eqs. (2.44) a (2.46), a Figura 2.6 mostra a variação dos parâmetros de m_b/m_i , a e s com relação de GSI . Observa-se que o parâmetro s diminui consideravelmente com a redução de GSI . Isto significa uma redução coerente de σ_{tm} com a diminuição da qualidade do maciço; da mesma forma, m_b diminui em menor grau em relação de GSI . O parâmetro a (fator de redução de resistência) atua como um redutor de resistência a partir de um $GSI < 25$ (maciços pouco competentes).

Figura 2.6 - Variação de m_b/m_i , a e s com relação de GSI .

As resistências à compressão uniaxial, σ_{cm} , e à tração, σ_{tm} , do maciço rochoso são expressas pelas eqs. (2.47) e (2.48) (Hoek *et al.*, 2002).

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} s^a \quad (2.47)$$

$$\sigma_{tm} = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (2.48)$$

2.3.1.3 Critério de ruptura de Ramamurthy

Ramamurthy *et al.* (1993) utilizando os dados de laboratório da rocha andesita de Panguna sugeriram a eq. (2.49) para determinar a resistência do maciço rochoso,

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_3} = B_j \left(\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_3} \right)^{\alpha_j} \quad (2.49)$$

onde α_j e B_j são constante do maciço. Inicialmente foi considerado um valor de $\alpha_j = 0,8$ para aplicações práticas e B_j dependente da qualidade do maciço rochoso.

$$B_j = B_i e^{\left(\frac{RM_{R-100}}{75,5} \right)} \quad (2.50)$$

Baseados em maior número de resultados experimentais Ramamurthy (1993) e Ramamurthy e Arora (1994) propuseram as eqs. (2.51) e (2.52). para determinara as constantes de α_j e B_j .

$$\alpha_j = \alpha_i \left(\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ci}} \right)^{0,5} \quad (2.51)$$

$$B_j = \frac{B_i}{0,13.e^{\left[2,037 \left(\frac{\alpha_j}{\alpha_i} \right) \right]}} \quad (2.52)$$

A resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso, σ_{cm} , está expressa pela eq. (2.53), Ramamurthy (1993).

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} e^{\left(\frac{RM_{R76-100}}{18,75} \right)} \quad (2.53)$$

Ramamurthy (1993) e Ramamurthy e Arora (1994) numa tentativa de reunir os aspectos mais significantes das juntas rochosas, responsáveis principalmente pela redução da resistência do maciço, introduziram um parâmetro denominado “*fator de junta, J_f* ” J_f reúne os aspectos referidos à compartimentação do maciço, orientação das famílias de juntas e a resistência ao longo das superfícies das mesmas. J_f é expresso pela eq. (2.54).

$$J_f = \frac{J_n}{n.r} \quad (2.54)$$

onde J_n é a frequência das juntas, ou seja, número de juntas por metros; n é o parâmetro de inclinação, dependente da orientação das famílias de juntas; e r é o parâmetro de resistência cisalhante da junta, dependente da condição da junta.

Baseados em resultados experimentais, utilizando J_f , Ramamurthy (1993) e Ramamurthy e Arora (1994) propuseram que σ_{cm} é expressa pela eq. (2.55).

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} e^{(-0,008 J_f)} \quad (2.55)$$

2.3.2 Estudos de maciços rochosos fraturados

Alguns estudos desenvolvidos em modelos físicos de maciços rochosos visam determinar o comportamento relativo à resistência (critério de resistência), deformação e os modos de ruptura em os maciços rochosos em campo.

Brown e Trollope (1970) reportaram uma série de ensaios de compressão uniaxial e triaxial em corpos de prova prismáticos (10,16 x 10,16 x 20,32 cm), configurados por blocos cúbicos (de 2,54 cm de lado) e prismáticos arranjados em diferentes orientações, tal como é mostrado na Figura 2.7.

Figura 2.7 - Modelo fraturado ensaiado por Brown e Trollope (1970).

Os resultados dos ensaios mostraram um comportamento anisotrópico dos modelos fraturados, diferente dos comportamentos propostos por outros pesquisadores para modelos com um simples plano de descontinuidade. Com respeito à anisotropia, foi observada uma redução considerável com o acréscimo do confinamento. Outro fato experimental importante é o efeito escala na fabricação dos blocos, maior dimensão do bloco fabricado, maior número de defeitos, menor resistência. Este fato foi evidente quando comparada a resistência de um modelo intacto, de dimensões 10,16 x 10,16 x 20,32 cm, com a resistência de um modelo fraturado das mesmas dimensões conformado por blocos cúbicos de 2,54 cm de lado; onde a resistência do modelo fraturado mostrou ser maior que do modelo intacto.

Brown (1970) realizou ensaios de compressão uniaxial e triaxial em modelos de maciços rochosos com o intuito de determinar o possível modo de ruptura de um maciço rochoso fraturado e testou a aplicabilidade de soluções analíticas para análise. Os modelos foram blocos prismáticos (10,16 x 10,16 x 20,32 cm), configurados por blocos contínuos (em uma direção) com seções paralelogramo e hexagonal, arranjados em diferentes orientações, Figura 2.8.

Figura 2.8 - Modelos fraturados ensaiados por Brown (1970).

Os modos de ruptura observados por Brown e Trollope (1970) e Brown (1970) foram:

- 1) Clivagem axial, através dos blocos para condições de baixo confinamento;
- 2) Cisalhamento ao longo de uma superfície aproximadamente planar atravessando os blocos (independente das descontinuidades);
- 3) Tombamento e rotação de blocos para baixo confinamento;
- 4) Cisalhamento que atravessa parcialmente os blocos e as descontinuidades;
- 5) Cisalhamento complexo não-planar atravessando blocos e descontinuidades;
- 6) Cisalhamento através de múltiplos planos conjugados atravessando os blocos (em condições de alto confinamento).

A ruptura por clivagem axial é um caso particular em ensaios de compressão uniaxial em modelos fraturados. Geralmente um fator predominante é o atrito entre a interface da placa e o corpo de prova (Brown e Trollope, 1970). Brown (1970) indicou que o atrito na interface foi controlado com as filas dos blocos adjacentes às placas.

Einstein e Hirschfield (1973) realizaram ensaios de compressão uniaxial e triaxial em modelos de dimensões de 5 x 10 x 20 cm, representando maciços rochosos hipotéticos com famílias de descontinuidades com diferentes espaçamentos e orientações. Através destes modelos, eles estudaram o efeito das características das

descontinuidades (orientação, espaçamento e número de descontinuidades por família) no maciço rochoso. Os resultados mostraram que existe um incremento de deformação na direção do carregamento com relação ao acréscimo do ângulo entre a tensão de carregamento e a descontinuidade (entre 0° e 90°). Sobre a resistência dos modelos, foram delimitados o limite superior e inferior; o primeiro está definido pela envoltória do material intacto e o segundo pela envoltória da descontinuidade. Assim, a resistência do modelo é mínima se as descontinuidades se encontram desfavoravelmente orientadas (ruptura através das descontinuidades) e, aumenta se as descontinuidades se encontram orientadas favoravelmente (ruptura através do material intacto). Com respeito à tensão de confinamento, a influência das descontinuidades (orientação ou espaçamento) nos modelos fraturados diminui com o acréscimo do confinamento. Outro fato destacado pelos autores foi a ruptura global dos modelos e o fluxo plástico na ruptura para altos níveis de confinamento. Para elevados níveis de confinamento a envoltória do material intacto tende à horizontal. Em relação aos mecanismos de ruptura obtidos nos ensaios, os autores tentaram generalizar a envoltória de Mohr para representar a envoltória dos modelos com diferentes configurações de descontinuidades. Os resultados dos ensaios mostraram que são possíveis vários modos de ruptura em maciços rochosos e que a distribuição interna de tensões no maciço rochoso é altamente complexa.

Os modos de ruptura observados por Einstein e Hirschfield (1973) foram: clivagem axial, deslizamento, cisalhamento, deslizamento e cisalhamento, e múltiplos planos de ruptura.

Singh (1997) estudou o comportamento do maciço rochoso fraturado em condições não confinadas, através de ensaios de compressão uniaxial em modelos de maciços rochosos (de 15 x 15 x 15cm), configurados por blocos cúbicos e prismáticos com diferentes orientações Figura 2.9. Singh (1997) obteve uma ligação entre as propriedades do material intacto e a resistência à compressão uniaxial, σ_{cm} , e o módulo tangente, E_m , dos modelos fraturados. Os resultados dos ensaios mostraram o efeito do intertravamento em σ_{cm} e E_m . O efeito das descontinuidades no material intacto foi sumarizado num fator denominado “*fator de junta*”, o qual, leva em conta a frequência, orientação e resistência das descontinuidades. Foram dados lineamentos práticos para determinar o modo de ruptura, a resistência à compressão uniaxial e o módulo tangente de um maciço fraturado através do *fator de junta*. Os resultados mostraram quatro modos de ruptura característicos: clivagem axial; cisalhamento; rotação e deslizamento Figura 2.10.

Figura 2.9 - Modelos de maciços rochosos ensaiados por Singh *et al.* (2002)

Sridevi e Sitharam (2000) realizaram a comparação de diferentes critérios empíricos de resistência através de análises numéricas bidimensionais. As análises numéricas compreenderam a modelagem dos modelos fraturados como meios contínuos equivalentes. Nas análises foi relacionado o *fator de junta* com o módulo tangente do maciço fraturado. Isto foi possível através de uma análise estatística de resultados de ensaios de compressão uniaxial e triaxial para diferentes tensões de confinamento. Os autores concluíram que para confinamentos elevados todos os critérios podem ser

Figura 2.10 - Modos de ruptura: a) clivagem axial; b) cisalhamento; c) rotação e d) deslizamento (Singh *et al.*, 2002).

aplicados, de outro lado, em modelos com uma descontinuidade e em condições baixas de confinamento o critério de Mohr-Coulomb superestima a resistência, e para modelos fraturados a resistência estimada é coerente. Os resultados dos outros critérios comparados (Hoek-Brown, Ramamurthy e Yudhbir) se mostraram coerentes para todos os casos, destacando-se o critério de Ramamurthy.

Cording *et al.* (2002) realizaram uma série de ensaios de compressão biaxial em modelos de maciços rochosos de 5 x 15 x 30 cm, com descontinuidades persistentes e não-persistentes (Figura 2.11), com o intuito de correlacionar os modos de ruptura obtidos nos ensaios com os observados numa escavação de uma mina a céu aberto. Através dos resultados experimentais, os autores concluíram, que a resistência de um maciço rochoso pode ser reduzida significativamente quando as fraturas e a ruptura por tração se propagam através das pontes rochosas. Assim, a resistência global do maciço pode atingir a resistência residual de uma descontinuidade equivalente ou superfície potencial de ruptura. Os modos de ruptura obtidos experimentalmente foram dependentes do confinamento e da orientação do carregamento com respeito às descontinuidades. Os ensaios foram analisados numericamente utilizando o Código Universal de Elementos Distintos (*Universal Distinct Element Code - UDEC*) e os resultados mostraram que os modos de rupturas (rotação, deslizamento ao longo de um simples plano e cisalhamento através do bloco) foram reproduzidos, mas a resistência foi superestimada em aproximadamente 10%.

Figura 2.11 - Modelos de maciços rochosos com (a) juntas não-persistentes e (b) juntas persistentes, ensaiados por Cording *et al.* (2002).

2.4 Classificações do maciço rochoso na engenharia

2.4.1 Sistema Q

O sistema Q foi proposto por Barton *et al.* (1974) a partir da compilação de mais de 200 casos históricos de obras de escavações subterrâneas e considera os seguintes índices: Índice de designação da qualidade da rocha, RQD (*Rock Quality Designation*); índice de influência do número de famílias das descontinuidades, J_n ; índice de influência da rugosidade das paredes das descontinuidades, J_r ; índice de influência da alteração das paredes das descontinuidades, J_a ; índice de influência da ação da água subterrânea, J_w ; e índice de influência do estado de tensões no maciço no entorno da cavidade, SRF (*Stress Reduction Factor*). O valor do índice Q é estimado pela eq. (2.56).

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (2.56)$$

O valor numérico de Q varia de 0,001 a 1000. Este índice reúne três características principais do maciço rochoso, como são: tamanho do bloco (RQD/J_n), resistência cisalhante entre blocos (J_r/J_a) e ação da tensão (J_w/SRF). Este sistema foi desenvolvido baseado em um grande número de casos de escavações subterrâneas, porém sua aplicação para outros casos de engenharia pode ser limitada, como o caso de taludes altos. Este sistema foi modificado para levar em conta as características mecânicas próprias do bloco, sendo para o índice de influência da ação da água subterrânea, J_w ; e o índice de influência do estado de tensões no maciço no entorno da cavidade, SRF um valor de 1 para ambos, equivalente a um maciço rochoso seco submetido a condições de tensão média. O sistema modificado Q' é expresso pela eq. (2.57).

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \quad (2.57)$$

2.4.2 Sistema RMR (*Rock Mass Rating*)

RMR_{76} proposto por Bieniawski (1976) foi refinado no decorrer dos anos conforme se somava sua aplicação nos casos de obras. Significantes mudanças tiveram os pesos dos diferentes parâmetros envolvidos neste sistema. A classificação varia de 0 a 100, de uma condição do maciço rochoso muito incompetente para uma condição muito competente, e sua estimativa considera seis parâmetros do maciço rochoso e são: 1) Resistência à compressão simples da rocha intacta, σ_{ci} ; 2) RQD ; 3) espaçamento das descontinuidades; 4) padrão das descontinuidades; 5) ação da água; e 6) orientação relativa das descontinuidades.

Esta classificação foi concebida em casos de escavações subterrâneas, porém sua aplicação para outros casos de engenharia, como taludes altos, tem as mesmas limitações que o índice Q . Na classificação geomecânica o máximo intervalo de espaçamento é “maior que 3 m” e “maior que 2 m” para Bieniawski (1976) e Bieniawski (1989) respectivamente. Estes espaçamentos foram baseados em escavações subterrâneas (túneis) que foram da ordem de 10 a 20 m de vão de seção; em escavações de grande porte encontram-se espaçamentos com ordens de grandeza superiores às consideradas na classificação. Devido a este fato a aplicação dos sistemas de classificação será limitada em maciços de grande porte, ou de outro modo se deverão tomar algumas considerações.

Além de RQD e espaçamento das descontinuidades, outros parâmetros são afetados pelo efeito escala, como são a resistência à compressão da rocha intacta (até blocos menores que 1 m) e a condição das descontinuidades (espessura do preenchimento com relação ao comprimento da descontinuidade ou talude).

RQD e espaçamento na classificação geomecânica, RMR , são medidas do tamanho do bloco, os dois parâmetros foram combinados e correlacionados por Bieniawski (1989). Foi construída uma carta entre RQD e espaçamento da descontinuidade, ilustrada na Figura 2.12.

Figura 2.12 - Carta de correlação entre RQD e espaçamento da descontinuidade (Bieniawski, 1989).

Douglas e Mostyn (1999) utilizam a carta de correlação de Bieniawski para obter um parâmetro adimensional que represente ambos os parâmetros (RQD e espaçamento) na classificação de um maciço de grande escala (talude de grande porte). O parâmetro adimensional proposto é uma relação do *tamanho típico do bloco*, TBD (*Typical Block Dimension*), com a escala do maciço rochoso de interesse (altura do talude), H_r . Baseado na carta de Bieniawski foi proposta a Tabela 2.6 para calcular o peso combinado de RQD e espaçamento para um talude alto considerando a escala.

Tabela 2.6 - Estimativa do valor combinado de RQD e espaçamento para um talude alto considerando a escala.

TBD/H_t (%)	Peso (RMR_{89})	TBD/H_t (%)	Peso (RMR_{76})
<0,3	8	<0,4	8
0,3-0,7	16	0,4-0,7	18
0,7-1,3	21	0,7-1,3	23
1,3-2,0	27	1,3-2,0	27
2,0-6,7	30	2,0-4,7	40
6,7-20	35	4,7-13,3	45
>20	40	>13,3	50

2.4.3 Sistema GSI

A estimativa de GSI de um maciço rochoso compreende a avaliação de dois aspectos do maciço: características estruturais (intertravamento, perturbação e sistemas de descontinuidades) e condições das descontinuidades (características das paredes das descontinuidades - rugosidade, preenchimento, resistência à compressão uniaxial e alteração).

GSI foi proposto por Hoek *et al.* (1995) devido à falta de aplicabilidade de RMR , no critério de resistência Hoek-Brown para maciços altamente fraturados, e por suas contínuas mudanças do mesmo. A estimativa de GSI é através de uma tabela simples, mas que compreende os fatores principais que influenciam na resistência do maciço rochoso (estrutura e condições superficiais). A estimativa de GSI independe da escala do maciço, assim, o usuário, baseado em seu julgamento, tem que estimar a condição de seu maciço rochoso à escala de sua obra (Hoek e Brown, 1997).

GSI foi relacionado com RMR' e Q' com suas respectivas considerações (maciço rochoso seco, orientações das descontinuidades favoráveis e tensões moderadas). Assim, para $RMR_{76}' > 18$, tem-se (Hoek *et al.*, 1995).

$$GSI = RMR_{76} \quad (2.58)$$

e para $RMR_{76}' < 18$ GSI é determinado através do índice Q' pela eq. (2.59):

$$GSI = 9 \log Q' + 44 \text{ sendo } Q' \geq 0,0208 \quad (2.59)$$

quando se aplica RMR_{89}' , para $RMR_{89}' > 23$, tem-se,

$$GSI = RMR_{89}' - 5 \quad (2.60)$$

e para $RMR_{89}' < 23$ GSI é determinado utilizando o índice Q' através da eq.(2.59).

Através de uma simples observação dos taludes de 300 m e 30 m, ilustrados nas Figura 2.13a e b respectivamente, a estimativa de GSI (utilizando a Tabela 2.5) para os maciços rochosos (que se diferenciam pelos tamanhos dos blocos) de ambos taludes seria o mesmo. De outro lado, nos taludes de 300 m e 30m, ilustrados nas Figuras 2.13c e 2.13d respectivamente, a estimativa de RMR para os maciços rochosos (com mesmos tamanhos de blocos) de ambos taludes seria diferente. Esta diferença é devida à medida qualitativa de GSI , a diferença de RMR que é uma medida mais quantitativa. Através deste caso apresentado é mostrado que não há uma relação clara entre GSI e RMR como expressado nas eqs. 2.50 e 2.52.

Figura 2.13 - Comparação entre GSI e RMR em maciços rochosos de grande escala. Taludes de 300 e 30 m a) e b) com maciços rochosos diferentes; c) e d) com maciços rochosos iguais.

2.5 Taludes

2.5.1 Importância dos mecanismos de rupturas

Na atualidade os taludes vêm alcançando alturas que superam as centenas de metros envolvendo um número importante de estruturas que variam em geometria e tipologia. Por esta razão um modelo geológico se torna absolutamente fundamental para qualquer talude alto. Os dados requeridos para o modelo estão compreendidos basicamente pela geologia estrutural. Estes dados, de caráter geológico e geotécnico, se referem ao levantamento dos vários sistemas existentes que compõem o maciço rochoso (Hoek e Karsulovic, 2000).

A ruptura de um talude está compreendida por diferentes eventos ou processos físicos que se desenvolvem desde o início até o final da ruptura. O conhecimento deste processo é de grande importância à análise da ruptura de um talude ou obra de engenharia, (Bieniawski, 1976).

O mecanismo de ruptura de taludes de grande porte em maciços rochosos é controlado por estruturas de diferentes ordens de grandeza. Na prática se tem a tendência de separar os projetos de taludes em duas categorias distintas, rupturas controladas estruturalmente e rupturas sem nenhum controle estrutural (Hoek e Karsulovic, 2000). Na primeira categoria se encontram as rupturas por cunha, onde o deslizamento toma lugar através de uma linha de intersecção entre duas falhas, Figura 2.14a, e as rupturas planares, com ou sem fendas de tração, onde a combinação geométrica das descontinuidades formam blocos que estão cinematicamente livres para se movimentar, Figura 2.14b. Estes tipos de rupturas são observados comumente em taludes de 20 a 30 m de altura em maciços rochosos competentes. Os projetos destes taludes podem ser feitos através de uma simples análises de ruptura em cunha e planar (Hoek e Bray, 1981 e Hoek e Karsulovic, 2000).

Na segunda categoria (ruptura sem controle estrutural) toda a superfície de ruptura se desenvolve parcialmente através de rocha intacta, Figura 2.15a, a qual foi debilitada pela presença das descontinuidades (ou estruturas de segunda ordem), bem como pelos diferentes mecanismos desenvolvidos devido ao processo de escavação (alívio de tensões e detonação) que causam a diminuição da resistência do maciço. Estas descontinuidades se podem encontrar distribuídas aleatória ou preferencialmente à ruptura, Figura 2.15b, podendo se definir a resistência do maciço por um critério de

ruptura simples. Esta ruptura é comum em taludes altos onde não se tem indício de uma ruptura dominada estruturalmente.

Por outro lado, em taludes de grande porte rupturas de ordem mais complexas se podem desenvolver. A Figura 2.16 ilustra estruturas de diferente ordem que podem influenciar na ruptura do talude. Por exemplo, na parte superior do talude é evidente que a ruptura é controlada estruturalmente por uma falha (estrutura maior), porém na parte média e inferior não é clara a estrutura que domina a ruptura.

Figura 2.14 – a) Ruptura por cunha; b) Ruptura planar com presença de uma fenda de tração, (Hoek e Bray, 1981).

Figura 2.15 - a) Ruptura circular por cisalhamento; b) Ruptura combinada através da rocha intacta e ao longo das descontinuidades, (Hoek e Bray, 1981).

Em taludes altos em maciços rochosos fraturados, outro fator que influencia seu mecanismo de ruptura é o tamanho do bloco com respeito à escala do talude. Na Figura 2.17 é ilustrado um talude de 30 m e outro de 300 m escavado no mesmo maciço rochoso (mesmo tamanho de bloco), no qual observa-se que o talude de 30 m é mais estável que o talude de 300 m, também percebe-se que a ruptura no talude de 30 m dependerá das condições cinemáticas dos blocos (Figura 2.17a), porém no talude de 300 m (Figura 2.17b) a ruptura não terá nenhum controle estrutural (ruptura rotacional).

Figura 2.16 - Mecanismos de rupturas envolvidos em taludes de grande porte em maciços rochosos. (Hoek e Karsulovic, 2000).

Figura 2.17- Modos de ruptura: a) Controlado estruturalmente; b) sem nenhum controle estrutural.

Através de uma comparação entre as observações de rupturas experimentais (Figura 2.18a) e de campo (Figura 2.18b), Cording *et al.* (2002) mostraram que diferentes modos de ruptura desenvolvidos no maciço rochoso controlam o comportamento global de um talude a diferentes escalas (relação do tamanho do bloco com respeito à altura do talude), concluindo que a estabilidade global de um talude pode obedecer a um mecanismo complexo, envolvendo o escorregamento e a rotação dos blocos através de uma possível zona de ruptura, ao mesmo tempo que a criação de novas fraturas através da rocha intacta.

Figura 2.18 – a) Ruptura em laboratório; b) ruptura em campo (Cording *et al.*, 2002).

2.5.2 Rupturas usuais em taludes altos

2.5.2.1 Ruptura circular ou rotacional

Em taludes o modo de ruptura mais comum e sem nenhum controle estrutural é a ruptura circular ou rotacional. Este modo de ruptura, muito comum em solos, não necessariamente é de forma circular, também pode ser de forma curva, Figura 2.19a. Este tipo de ruptura é comumente observada em maciços rochosos pouco competentes, e raramente em maciços competentes; neste último, um caso excepcional foram as rupturas a grande escala observadas em uma escavação a céu aberto em rochas xistosas (Sjöberg, 1999). O mecanismo da ruptura rotacional ainda não é bem compreendido, a ruptura pode passar por descontinuidades pré-existentes, bem como por uma série de pontes rochosas entre descontinuidades, Figura 2.19b e c. Todas estas estruturas são complicadas de se modelar explicitamente nas análises, normalmente se utiliza uma aproximação contínua com as propriedades equivalentes de todo o corpo do maciço, que é suficiente para simular o comportamento da ruptura macroscópica. Contudo, mesmo

utilizando um modelo simplificado, alguns questionamentos sobre o início e a propagação da ruptura através do maciço rochoso não são claramente representados (Sjöberg, 1999).

Figura 2.19 - Ruptura rotacional em: a) maciço rochoso altamente fraturado; b) maciço altamente fraturado com descontinuidades preferenciais; c) maciço pouco competente (resistência do material intacto e das descontinuidades muito baixa) (Sjöberg, 1999)

2.5.2.2 Rupturas por Tombamento

Rupturas por tombamento são relativamente freqüentes em taludes de grande porte. Este tipo de rupturas se encaixa dentro das rupturas dominadas estruturalmente. Normalmente este tipo de rupturas acontece em maciços rochosos com descontinuidades muito íngremes ou altamente foliadas. O mecanismo principal que se desenvolve é a formação de uma superfície de ruptura cuja base não é claramente definida, Figura 2.20a. Isto é atribuído parcialmente à falta de medidas de boa qualidade e aos procedimentos analíticos que ainda se encontram inadequados. Dependendo das propriedades resistentes do material intacto e das descontinuidades, diferentes mecanismos se podem desenvolver numa ruptura por tombamento. Assim, para condições em que, tanto o material intacto como as descontinuidades têm propriedades resistentes elevadas, provavelmente só ocorrerá deslocamentos cisalhantes através das descontinuidades, Figura 2.20b; caso contrário, onde as propriedades de ambos elementos sejam de baixa resistência, pode-se desenvolver uma ruptura por tração na crista junto com a formação de uma superfície de ruptura na base, Figura 2.20c; no caso em que as propriedades do material intacto sejam muito elevadas e das descontinuidades muito baixas, é muito provável que o desenvolvimento do tombamento se desenvolva com a ruptura por tração na base do talude, Figura 2.20d.

Figura 2.20 - Ruptura por tombamento: a) Análises; b) Deslocamentos cisalhantes nas descontinuidades; c) cisalhamento na base e nas descontinuidades; e d) ruptura por tração na base mais a rotação e o cisalhamento nas descontinuidades, (Sjöberg, 1999)

2.5.3 Métodos de análises

2.5.3.1 Análise limite - Método de equilíbrio limite - MEL

A solução exata do equilíbrio interno de um corpo em mecânica dos sólidos está dada pela solução das equações de equilíbrio e de compatibilidade. Segundo a teoria do contínuo, estas equações compreendem as condições de equilíbrio, compatibilidade e lei constitutiva para determinadas condições de contorno, no entanto, são aplicáveis simplificações para problemas particulares. A análise limite utiliza os conceitos da teoria da plasticidade e seu objetivo é determinar o carregamento que leva a estrutura à ruptura aplicando uma das duas teorias limites (inferior ou superior). Para isto são assumidos um modelo de material e uma regra de fluxo. No que concerne à teoria de limite inferior, as equações de compatibilidade são ignoradas (estática), e, na teoria de limite superior as equações de equilíbrio são ignoradas (cinética), Chen e Liu (1990). O método de equilíbrio limite (MEL) é uma simplificação das mais rigorosas da teoria limite e foi amplamente aplicada na análise de estabilidade de taludes em solos. Neste método são assumidas uma superfície de ruptura deslizante e as propriedades de

resistência do material (normalmente definidas pelo critério de Mohr-Coulomb), porém, nenhuma das condições de mecânica dos sólidos é satisfeita (equilíbrio-forças, compatibilidade-deformação e lei constitutiva). Através do *MEL* não se pode julgar se o carregamento de ruptura obedece uma solução de limite superior ou inferior. Por outro lado, existem exceções para os casos das superfícies de ruptura circular em solos coesivos ($\phi = 0$) e espiral logarítmica em material Mohr-Coulomb, onde a solução é o limite superior.

É assumida em todas as análises por equilíbrio limite que a resistência cisalhante se desenvolve completamente ao longo da superfície de ruptura no instante do colapso. Com exceção das rupturas tipo planar e por cunha, isto não é real. Em outros casos, como a ruptura complexa de um talude de grande porte (Figura 2.16) a resistência cisalhante pode diferir significativamente de ponto a ponto sobre a superfície de ruptura.

O modo de ruptura planar é pouco comum em taludes em rocha devido às condições estruturais requeridas. As condições para que ocorra este modo de ruptura são: superfície de ruptura paralela ou quase paralela à face do talude; ângulo do talude maior que o ângulo da superfície de ruptura e este maior que o ângulo de atrito; e, resistência nula por atrito das paredes dos cantos do bloco deslizando Figura 2.21a, (Hoek e Bray, 1981). A análise desta ruptura considera a ação de todas as forças no centróide do bloco deslizando, sem a existência de momentos que induzam o bloco a girar ou tombar. Assim também a água atua ao longo da superfície de ruptura e da fenda de tração Figura 2.21b.

Figura 2.21 - a) Ruptura planar; b) ação das forças sobre o bloco deslizando.

O fator de segurança de uma ruptura planar é dado pela eq. (2.61),

$$FS = \frac{cA + (W \cos \alpha - U - V \sin \alpha) \tan \phi}{W \sin \alpha + V \cos \alpha} \quad (2.61)$$

onde c é o intercepto da coesão, ϕ é o ângulo de atrito, A é a área da superfície de ruptura, W é o peso do bloco deslizando, α é o ângulo de inclinação do plano de escorregamento, U é força da água sobre o plano de escorregamento, V é a força da água sobre a fenda de tração.

O mecanismo de uma ruptura tipo cunha se desenvolve através da intersecção de dois planos de descontinuidade. As equações propostas se encontram definidas pela geometria do bloco deslizando. As forças resistentes são consideradas em ambos planos de descontinuidade (superfície de ruptura).

As principais condições de ruptura são similares à ruptura de modo planar, no entanto é importante uma análise tridimensional da ruptura por cunha já que análises bidimensionais resultam muito conservadoras, (Hoek e Bray, 1981):

A aproximação do *MEL* à análise de rupturas de modo rotacional envolve dois passos principais: 1) o cálculo do *FS* para uma superfície de ruptura assumida; 2) a localização da superfície de ruptura crítica (menor fator de segurança). Na literatura os métodos para calcular *FS* são categorizados como:

- a) métodos clássicos ou simples, que consideram uma camada homogênea e o deslizamento de um simples bloco sobre uma superfície circular. Não é considerado o efeito das forças entre fatias;
- b) os métodos das fatias ou complexos, nestes métodos se consideram vários tipos de camadas com diferentes propriedades resistentes e o maciço acima da superfície de ruptura é dividido em fatias e consideradas suas forças;
- c) os métodos *rigorosos*, nestes métodos todas as equações de equilíbrio são satisfeitas.

A maioria destes métodos difere na forma da superfície de ruptura, podendo ser estes circulares, não-circulares ou compostos por linhas retas. No método das fatias Figura 2.22a, as forças atuantes em cada fatia dependem de seu peso, W ; a força cisalhante na base da fatia, T ; a força normal efetiva na base da fatia, N ; a força devido à pressão de água na base da fatia, U ; a componente vertical da força lateral, Y ; e a componente horizontal da força lateral, X ; Figura 2.22b.

Estes métodos, com todas suas simplificações e limitações, mostraram resultados coerentes na análise de taludes homogêneos com geometrias simples, como é caso da Barragem de Ilha Solteira e do Aterro de Sarapu (Lins, 1996).

Figura 2.22 – a) Método das fatias às análises de rupturas rotacionais; b) forças atuantes em cada fatia (Hoek e Bray, 1981)

Com respeito à busca da superfície de ruptura de menor FS (crítica), existem vários algoritmos de busca automática desta superfície, assim, os mais simplificados consideram a superfície de ruptura como circular, sendo estes mais apropriados para taludes homogêneos, isotrópicos, de geometria e condições de água simples. Por outro lado, foram propostos algoritmos de busca mais complexos que consideram uma superfície de ruptura não circular, mostrando-se estes mais apropriados para taludes com certa anisotropia, com camadas diversas, e diferentes condições de pressões de água.

Algumas cartas de uso prático para determinar o FS de rupturas circulares em taludes homogêneos e isotrópicos foram propostas inicialmente por Taylor. Hoek e Bray (1981), adicionaram a estas cartas a influencia da fenda de tração e do lençol freático. Estas cartas são de muita importância prática já que permitem uma rápida previsão preliminar do FS do talude, assim como, a influencia do lençol freático na estabilidade. A aplicação das cartas tem as seguintes assunções: material homogêneo (propriedades não mudam com respeito do carregamento) e do tipo Mohr-Coulomb ($\tau = c + \sigma \tan \phi$); superfície de ruptura rotacional que passa pelo pé do talude; a fenda de tração se localiza na parte superior ou na face do talude; e são assumidos cinco níveis padrões para o lençol freático, variando de um talude seco para um totalmente saturado.

O modo de ruptura por tombamento envolve a rotação e o tombamento de colunas ou blocos de rocha através de uma base fixa, este modo de ruptura obedece às condições geométricas governantes no tombamento dos simples blocos sobre as superfícies inclinadas.

A análise de uma ruptura por tombamento aplica os mesmos princípios do equilíbrio limite. Hoek e Bray (1981) apresentaram uma descrição compreensível da análise por *MEL* de uma ruptura por tombamento sobre uma base escalonada, no entanto, a solução deste método está limitada a poucos casos de ruptura por tombamento.

Dentro dos diferentes tipos de ruptura por tombamento se encontram:

- 1) **Tombamento por flexão**, a ruptura envolve a flexão de colunas de rocha condicionadas pela orientação íngreme de suas descontinuidades;
- 2) **Tombamento do bloco**, é típico em colunas de rocha divididas por descontinuidades ortogonais conformando colunas curtas de rocha, assim, a ruptura se inicia com a movimentação induzida dos blocos do pé do talude para dentro do mesmo pelo efeito das cargas transmitidas dos blocos superiores. Isto induz a movimentação dos blocos posteriores da parte superior do talude, definindo-se uma superfície deslizante sobre o pé do talude;
- 3) **Tombamento “misto”** é uma combinação entre o tombamento por flexão e tombamento do bloco, a ruptura acontece pela flexão de colunas compridas de rocha apoiadas sobre colunas curtas e, a flexão é produto do deslocamento acumulado das colunas curtas; e
- 4) **Tombamento secundário**, nesta ruptura o tombamento é induzido pelo resultado de um deslizamento ou algum processo de instabilidade, (Hoek e Bray, 1981).

2.5.3.2 Modelagem numérica

A modelagem numérica em engenharia de rochas tem dois objetivos essenciais: capturar o comportamento representativo do maciço rochoso e acrescentar o entendimento dos projetos em engenharia. Assim a modelagem não tenta ser exata mas sim representativa.

Algumas diretrizes da modelagem numérica foram indicadas por, Cundall (1988); Starfield e Cundall (1988):

- Um modelo é uma simplificação do problema real e não a imitação dele, ou seja, é uma ferramenta intelectual que é projetada ou escolhida para uma propósito específico;
- Os mesmos esforços devem ser depositados em construir vários modelos simples antes que um modelo complexo;
- Em vez de experimentar a validade de um modelo deve-se visar a ganhar a confiança e facilidade de modificar o modelo segundo nossas necessidades;
- A proposta de modelar problemas com dados limitados é ganhar entendimento para explorar os potenciais de procurar alternativas antes que fazer previsões absolutas.

A modelagem numérica envolve a utilização de um método numérico que permita resolver o modelo matemático idealizado. Através destes métodos é possível resolver as equações de equilíbrio, compatibilidade e equações constitutivas para determinadas condições de contorno. A vantagem da modelagem numérica é que as tensões e os deslocamentos podem ser calculados, por outro lado, podem ser aplicadas diferentes relações constitutivas. Existe um grande número de métodos numéricos, os quais podem ser agrupados convenientemente em métodos contínuos, métodos descontínuos e híbridos. Dentro dos métodos contínuos encontram-se o método das diferenças finitas, *MDF*, o método dos elementos finitos, *MEF*, e o método dos elementos de contorno, *MEC*. No *MDF* e no *MEF* o domínio do problema requer ser dividido em sub-domínios (elementos) de tamanhos menores e formas padrão (triângulos, quadriláteros, tetraedros, etc); no *MEC* só é dividido o contorno do domínio do problema. Este ponto é muito favorável pois reduz enormemente as dimensões do problema. Dentro dos métodos descontínuos encontram-se o método dos elementos distintos, *MED*, e o método da rede das fraturas discretas, *DFN*. O *MED* modela explicitamente as descontinuidades presentes no maciço rochoso, Jing (2003).

Por outro lado, o conceito de contínuo e descontínuo não é absoluto e sim relativo a um problema específico dependendo especialmente da escala do problema, assim como, da geometria das famílias das descontinuidades. Uma aproximação contínua deveria ser utilizada em rocha intacta ou em maciços altamente fraturados, neste último caso o comportamento será estabelecido através de propriedades equivalentes obtidas por um processo de homogeneização. Para maciços com poucas descontinuidades resulta conveniente uma aproximação contínua mais a utilização de

elementos de junta. Uma aproximação descontínua é mais favorável para maciços rochosos moderadamente fraturados onde o número de fraturas é demasiado grande para uma aproximação contínua, e, onde são possíveis os deslocamentos de grande magnitude entre os blocos individuais. Uma diferença importante entre um método contínuo e um método descontínuo é o tratamento das condições de compatibilidade dos deslocamentos. Em um método contínuo, a compatibilidade dos deslocamentos deve ser imposta entre os elementos internos, por outro lado, em um método descontínuo, a compatibilidade de deslocamentos não é requerida entre os blocos, e isto é substituído pelas condições de contato entre os blocos com modelos constitutivos especialmente desenvolvidos para pontos de contato ou fraturas.

A essência do *MED* é representar o meio fraturado como a montagem de blocos formados por descontinuidades conectados no domínio do problema, e, a solução das equações de movimento destes blocos é feita através da localização contínua e tratamento dos contatos entre os blocos. Os grandes deslocamentos gerados pelo movimento dos blocos individuais, incluindo a rotação do bloco, separação parcial e completa das descontinuidades, são tratados diretamente no *MED*, Jing (2003).

Algumas aplicações do *MED* foram realizadas por Starfield e Cundall (1988) a análises de estabilidade de um talude em rocha sedimentar com planos de acamamento paralelos à face do talude (ver Figura 2.23a). Na análise foi utilizado o código universal de elementos distinto *UDEC* baseado no *MED*. Os resultados obtidos da análise mostraram que os planos horizontais foram as condicionantes da instabilidade dos blocos, Figura 2.23b.

Figura 2.23 – a) Condição inicial do talude b) e condição final – deslizamento e rotação dos blocos (Starfield e Cundall, 1988).

Beer (1992) apresenta algumas técnicas de modelagem para problemas de escavação em maciços rochosos utilizando o *UDEC*. Sjöberg, (1999) utiliza o *UDEC* para a análise do mecanismo de rupturas por tombamento em taludes altos. Através da análise foi acrescentado o conhecimento dos mecanismos desenvolvidos na ruptura por tombamento em taludes altos.

Modelagem do comportamento mecânico do material intacto

Normalmente para representar o comportamento das rochas são utilizados os modelos elástico-linear e elasto-plástico. No primeiro caso, o modelo representa um comportamento tensão-deformação linear característico de matérias isotrópicos, homogêneos e contínuos; sua lei constitutiva é caracterizada pelas constantes elásticas, coeficiente de Poisson, ν , e módulo de elasticidade, E , correspondentes à Lei de Hooke. No segundo caso, o modelo elasto-plástico, é caracterizado por uma função de plastificação, f , uma função de amolecimento/encruamento e uma regra de fluxo. O modelo mais aplicado em mecânica de rochas é o denominado “Modelo Mohr-Coulomb” Figura 2.24.

Figura 2.24 - Comportamento tensão-deformação para diferentes modelos constitutivos.

A função de plastificação do modelo Mohr-Coulomb, descrito no item 2.1.2.1., define o estado de tensões no qual toma lugar a plastificação e é representada pela superfície de plastificação. A função de amolecimento/encruamento determina quando o material é perfeitamente plástico ou se a resistência aumenta ou diminui com o acréscimo da deformação. Finalmente, a regra de fluxo especifica a direção do vetor do incremento de deformação plástica como a normal à superfície potencial que é definida pela função potencial.

A função potencial de ruptura por cisalhamento g_c e de ruptura por tração g_t , mostradas na Figura 2.25, são expressas pelas eqs. (2.62) e (2.64) respectivamente.

Figura 2.25 - Modelo constitutivo: Função potencial plástica.

$$g_c = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad (2.62)$$

$$N_\psi = \frac{1 + \text{sen } \psi}{1 - \text{sen } \psi} \quad (2.63)$$

$$g_t = \sigma_t - \sigma_3 \quad (2.64)$$

onde ψ é o ângulo de dilatância, que pode ser definido como a relação da razão da deformação volumétrica plástica (Δe_v) pela razão da distorção plástica ($\Delta \gamma_p$) expressa pela eq. (2.65).

$$\text{sen } \psi = \frac{\Delta e_v}{\Delta \gamma_p} \quad (2.65)$$

Quando $\psi = 0$ significa que, quando começa o cisalhamento do material este não muda de volume, pelo contrário, quando $\psi \neq 0$, no cisalhamento do material, o volume aumenta (para $\psi > 0$) ou diminui (para $\psi < 0$).

A regra de fluxo define a magnitude e orientação do incremento de deformação plástica, Δe_p , da seguinte maneira:

$$\Delta e_p = \lambda \frac{\partial g_c}{\partial \sigma_i} \quad (2.66)$$

$$i = 1, 3$$

onde λ é um multiplicador positivo.

Desta maneira a regra de fluxo é associada quando a função de plastificação e a função potencial de plastificação coincidem, de outro modo, é não-associada. A regra de fluxo associada significa que o ângulo de atrito é igual ao ângulo de dilatância, Figura 2.26.

Figura 2.26 - Regras de fluxo: a) Associado; b) e não-associado.

As propriedades do material que devem ser especificadas para o modelo de Mohr-Coulomb, além das constantes elásticas (ν e E), são a coesão, c ; o ângulo de atrito, ϕ ; ângulo de dilatância, ψ ; e a resistência a tração, σ_t .

Modelagem do comportamento mecânico da descontinuidade

O comportamento mecânico das descontinuidades pode ser representado utilizando um modelo não linear ou um modelo elasto-plástico, sendo este último de maior aplicação na área de mecânica das rochas. Os critérios de ruptura para descontinuidades de Mohr-Coulomb, Bandis, Lumsden e Barton (1983) e Ladany e Archambault (1970), entre outros, permitem descrever o fluxo das descontinuidades.

O modelo mais utilizado implementado no *UDEC* é o “Coulomb deslizamento”. Neste modelo a ruptura ocorre quando a tensão cisalhante atuante ao longo da descontinuidade alcança a resistência cisalhante definida pelas eqs. (2.15) e (2.16). Os parâmetros de entrada são coesão, c_j ; ângulo da atrito, ϕ_j ; e a resistência à tração, σ_{tj} ; da descontinuidade. A deformação das descontinuidades nas direções normal e cisalhante obedece a uma relação linear. Os parâmetros que comandam este comportamento são as rigidezes normal e cisalhante. Neste modelo é possível simular a resistência pico e residual das descontinuidades, assim como, a ruptura por tração que acontece quando a tensão principal menor alcança a resistência a tração das descontinuidades ($\sigma_{tj} \rightarrow 0$).

2.6 Método dos elementos distintos

O código universal dos elementos distintos é um programa numérico bidimensional baseado no método dos elementos distintos (*UDEC*, 1993). Este método permite representar meios descontínuos como a montagem de blocos discretos e simular a resposta destes meios quando submetidos a solicitações estáticas e/ou dinâmicas. As descontinuidades neste método são tratadas como interfaces entre blocos discretos, ou seja, como condições de contorno e não como elementos especiais no modelo. O método permite modelar grandes deslocamentos e rotações entre os blocos discretos, incluindo a completa separação destes; adicionalmente, reconhece automaticamente os novos contatos com o progresso do cálculo.

Os blocos intactos podem ser considerados como blocos rígidos ou deformáveis, podendo, estes últimos, serem obtidos pela discretização da malha do bloco intacto em um maior número de elementos triangulares finitos. Cada elemento do bloco responde de acordo com uma lei prescrita, linear ou não linear, de tensão-deformação. O movimento do sistema resulta da propagação de uma perturbação (aplicação de um carregamento, velocidade, deslocamento, etc) aplicada nas condições de contorno, obedecendo a um processo dinâmico. A velocidade da propagação é uma função das propriedades físicas dos elementos do sistema (bloco e descontinuidade) e o movimento relativo das descontinuidades é governado por uma relação constitutiva tensão-deslocamento, linear ou não linear. As forças e os deslocamentos nos contatos dos blocos montados, produto da perturbação, são determinados através de uma série de cálculos que acompanham o movimento dos blocos. A solução do sistema é obtida

utilizando um algoritmo de passos de tempo explícito. Para que se atinja a convergência, o tamanho dos passos de tempo é escolhido de modo que a velocidade e a aceleração possam ser assumidas constantes dentro desses passos (Hart, 1993).

O algoritmo do método dos elementos distintos é resumido em duas etapas de cálculo, no intervalo de um passo de tempo. Primeiramente, as grandezas de movimento são atualizadas; então, aplicam-se as relações constitutivas definidas para obter as novas forças e tensões. O procedimento para um bloco deformável é sintetizado nas seguintes etapas (Cella, 1993):

1. A aceleração nos contatos, resultado de uma perturbação no contorno, é integrada duas vezes, sendo obtidos a velocidade e o deslocamento para os pontos de contato;
2. A posição atual é determinada a partir dos pontos de contato do bloco, sendo obtidos os incrementos de deslocamento nos mesmos;
3. As relações constitutivas das descontinuidades (interfaces) são aplicadas e as novas forças de contato e tensões são fornecidas;
4. Os incrementos de deformação nos elementos da malha são calculados;
5. A relação constitutiva para o bloco é aplicada e é calculado o novo estado de tensões nos elementos;
6. Procede-se ao ciclo seguinte de cálculos, com o cálculo da aceleração, voltando novamente à etapa 1. O procedimento descrito é esquematizado na Figura 2.27.

Figura 2.27 - Esquema de cálculo pelo método dos elementos distintos.

A montagem de um modelo no *UDEC* compreende três etapas fundamentais. Primeiro, é criado um bloco de elementos distintos que define a geometria do modelo. Em seguida, são realizados cortes no bloco representando a geometria das descontinuidades. Depois são escolhidas as relações constitutivas, tanto para os blocos, como para as descontinuidades. O comportamento constitutivo e as propriedades dos elementos (bloco intacto e descontinuidades) determinam o tipo de resposta que o modelo exibirá sobre uma perturbação (aplicação de uma carga, velocidade, deslocamento, etc) no contorno. As relações constitutivas comumente utilizadas em rochas são do tipo elástico-perfeitamente plástico para o bloco intacto e, para a descontinuidade, do tipo Coulomb deslizamento como indicado no item 2.5.3.2. Na terceira etapa, são estabelecidas as condições iniciais que definem o estado inicial do modelo e as condições de contorno (de deslocamentos e/ou de forças). Estabelecidas as três etapas no programa, é aplicada uma perturbação nas condições de contorno e é calculada a resposta do modelo. A solução no *UDEC* é obtida através de um esquema de passos de cálculo explícito. Este processo deve representar a sucessão em que o processo físico acontece (*UDEC*, 1993).

3 AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DOS MODELOS DE MACIÇOS ROCHOSOS FRATURADOS

Brown (1970) ensaiou 5 modelos de maciços rochosos fraturados. No presente trabalho, as resistências de dois dos mesmos serão avaliadas através de uma via empírica e uma via numérica.

As informações utilizadas do trabalho de Brown (1970) correspondem ao programa experimental e aos resultados. A avaliação da resistência dos modelos será feita via critério empírico de resistência de Hoek-Brown, e via análise numérica através do Código Universal de Elementos Distintos (*Universal Distinct Element Code – UDEC*). Os elementos de comparação entre os resultados experimentais de Brown e os avaliados serão as envoltórias de resistência e as curvas tensão-deformação. O fluxograma do processo de avaliação se ilustra na Figura 3.1.

Figura 3.1 -Fluxograma do processo de avaliação da resistência dos modelos fraturados.

A seguir é realizada uma abordagem das informações de interesse à avaliação dos modelos ensaiados por Brown.

3.1 Ensaios em modelos físicos fraturados (Brown, 1970)

3.1.1 Programa experimental

Os modelos de maciços rochosos fraturados são de forma prismática de 10,16 x 10,16 x 20,32 cm e foram ensaiados por Brown em compressão uniaxial e triaxial. O material empregado na fabricação dos modelos foi argamassa de gesso semi-hidratado. As propriedades do material e os resultados, mínimo e máximo, dos ensaios de compressão uniaxial são apresentados nas Tabela 3.1 e Tabela 3.2 respectivamente. Os resultados dos ensaios de compressão uniaxial são ilustrados na Figura 3.2.

Tabela 3.1 - Propriedades do material dos blocos intactos

Material – gesso semi-hidratado		
Porosidade	(%)	30
Massa específica dos sólidos	(g/cm ³)	2,32
Massa específica natural	(g/cm ³)	1,60

Fonte: Brown (1970)

Tabela 3.2 – Resistência à compressão uniaxial dos blocos intactos

Tipo de amostra	Nº de corpos de prova	Valores de resistência (MPa) <i>min-max</i>
(A) Cúbico ($a=2,54$ cm)	37	45,1-54,0
(B) Cilíndrico ($d=5,08$ cm; $h=10,16$ cm)	9	38,0-52,4
(C) Cilíndrico ($d=10,16$ cm; $h=20,32$ cm)	5	28,4-34,1
(D) Prisma retangular ($l=10,16$ cm; $c=10,16$ cm; $h=20,32$ cm)	5	17,3-22,9
(E) Cilíndrico ($d=15,24$ cm; $h=30,48$ cm)	2	24,3-25,0

Fonte: Brown e Trollope (1970).

Nota: a : aresta; d : diâmetro; h : altura; l : largura; c : comprimento; *min*: mínima e *máx*: máxima.

Figura 3.2 - Resultados de resistência à compressão uniaxial (Tabela 3.2).

Os modelos fraturados (que serão avaliados) são compostos por blocos paralelepípedos contínuos na direção z (Figura 3.3). As dimensões dos modelos são: largura 10,16 cm; comprimento 10,16 cm; e altura 20,32 cm. A configuração dos blocos descreve, no primeiro modelo T60 (Figura 3.3a), duas famílias de descontinuidades, uma persistente, P , e outra não-persistente, NP , orientadas a $\alpha_P=90^\circ$ e $\alpha_{NP}=30^\circ$, respectivamente, com relação à direção da tensão principal maior, σ_I (Figura 3.3c). No caso do segundo modelo T45 (Figura 3.3b), a configuração dos blocos descreve duas famílias de descontinuidades, uma P e outra NP , orientadas a $\alpha_P=75^\circ$ e $\alpha_{NP}=45^\circ$, respectivamente, com relação a σ_I (Figura 3.3c). A persistência, k , é definida como $l_d/(l_d+l_r)$, onde, l_d é o comprimento da descontinuidade e l_r o comprimento da ponte rochosa (Figura 3.3c). As orientações das tensões principais maior, σ_I , e menor, σ_3 , com relação aos modelos são mostradas na Figura 3.3d.

A configuração dos blocos obedece a um critério de análise de sistemas descontínuos com persistência $k=0,5$.

Figura 3.3 - Configurações dos modelos físicos fraturados: a) modelo T60, b) modelo T45; c) características geométricas das descontinuidades e d) direções do carregamento (σ_1, σ_2 e σ_3).

Na Tabela 3.3 são apresentadas as características geométricas dos modelos fraturados.

Tabela 3.3 – Características geométricas dos modelos avaliados

Modelo		T60		T45	
Altura	cm	20,32		20,32	
Largura e comprimento	cm	10,16		10,16	
Famílias de descontinuidades		<i>P</i>	<i>NP</i>	<i>P</i>	<i>NP</i>
(α)	($^{\circ}$)	90	30	75	45
Persistência (<i>k</i>)	--	1	0,5	1	0,5
Ponte rochosa (<i>l_r</i>)	cm	--	2,34	--	2,34
Extensão da descontinuidade (<i>l_d</i>)	cm	--	2,34	--	2,34
Espaçamento (<i>d</i>)	cm	2,03	2,75	2,03	2,75

Nota: Modelos fraturados propostos por Brown (1970).

Os modelos foram ensaiados em compressão às tensões confinantes, $\sigma_2 = \sigma_3$, de 0; 1,38; 3,45; 6,90 e 13,80 MPa. A última tensão confinante é aproximadamente igual à tensão de transição do comportamento frágil-dúctil da argamassa de gesso semi-hidratado.

3.1.2 Resultados experimentais

Os resultados experimentais dos modelos T60 e T45 estão compreendidos por: i) tensões de ruptura, ii) curvas tensão-deformação, e iii) modos de ruptura.

3.1.2.1 Tensões de ruptura

As tensões pico desviatórias (σ_1 - σ_3) atingidas pelo modelo (10,16 x 10,16 x 20,32 cm) intacto e os fraturados (T60 e T45) são apresentadas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Tensões de pico desviatórias do modelo intacto e dos fraturados T60 e T45.

Tipo de corpo de prova		Tensão confinante, σ_3 , (MPa)				
		0	1,38	3,45	6,90	13,80
Blocos paralelepípedos	Intacto	20,76	29,26	32,43	37,95	40,71
	T60	3,04	9,60	19,04	28,70	41,60
	T45	4,55	14,70	29,32	35,80	46,58

Fonte: Brown (1970)

As envoltórias não-lineares do modelo intacto e dos modelos fraturados, T60 e T45, são apresentadas na Figura 3.4. Estas envoltórias foram representadas pelas eqs. 3.1 e 3.2 (Brown, 1970).

$$\tau = \tau_o + Z' \sigma_n^\zeta \quad (3.1)$$

Ou

$$\frac{\tau - \tau_o}{\sigma_c} = Z \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_{ci}} \right)^\zeta \quad (3.2)$$

onde, σ_{ci} é o termo da tensão constante - resistência à compressão da rocha intacta (no caso 20,76 MPa). Os valores para os parâmetros de τ_o , Z , Z' e ζ foram determinados através de um ajuste de curvas sobre as envoltórias (Figura 3.4), utilizando o método dos mínimos quadrados. Os valores destes parâmetros para o modelo intacto e os fraturados encontram-se na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Valores ajustados dos parâmetros de resistência				
Tipo de corpo de prova	τ_o (MPa)	Z	Z'	ζ
Intacto	3,105	2,990	0,71	0,50
T60	--	1,774	0,78	0,73
T45	--	2,938	0,87	0,60

Fonte: Brown (1970)

Os parâmetros de resistência apresentados na Tabela 3.5 não têm nenhum significado físico, porém, estes valores permitem o ajuste de uma curva nas envoltórias de resistência experimentais.

a)

b)

c)

Figura 3.4 - Envoltórias de ruptura de: a) material intacto; b) modelo fraturado T60; c) e T45.

3.1.2.2 Comportamento tensão-deformação

As curvas tensão-deformação dos ensaios experimentais realizados por Brown são apresentadas na Figura 3.5. O autor destaca as seguintes características das curvas tensão-deformação: 1) Desenvolvimento do fenômeno de *stick-slip* em todos os ensaios, com exceção dos ensaios realizados em compressão uniaxial ($\sigma_3 = 0$). Os autores indicaram que as oscilações provavelmente são devidas às características de rigidez do sistema de carregamento; 2) deslizamento pós-pico sobre planos de ruptura com o desenvolvimento de uma resistência residual, para tensões confinantes de 1,38; 3,45; e 6,90 MPa; 3) incremento do módulo de deformabilidade com o incremento do carregamento confinante. (contudo, há algumas exceções para esta generalização); 4) ausência do trecho côncavo no início da curva (devido ao fechamento das descontinuidades), como esperado em maciços rochosos naturais.

Figura 3.5 - Curvas tensão-deformação dos modelos a) T60 e b) T45.

3.1.2.3 Modos de ruptura

Os modos de ruptura desenvolvidos nos modelos T60 e T45 foram:

- A: Clivagem axial, em condições de baixo confinamento;
- B: Ruptura por tombamento para condições de baixo confinamento, resultado da movimentação dos blocos envolvendo a abertura das descontinuidades e a dilatação do corpo de prova;
- C: Cisalhamento composto por um simples plano através do bloco intacto e parcialmente ao longo das descontinuidades;
- D: Cisalhamento complexo não-planar, atravessando parcialmente blocos intactos e parcialmente ao longo das descontinuidades;
- E: Cisalhamento envolvendo múltiplos planos conjugados, atravessando parcialmente os blocos intactos e parcialmente as descontinuidades.

Os modos de rupturas para cada ensaio apresentam-se na Tabela 3.6, os mesmos são ilustrados na Figura 3.6.

Tabela 3.6 – Modos de ruptura nos modelos T60 e T45.

Tipo de corpo prova		Tensão de confinamento, σ_3 , (MPa)				
		0	1,38	3,45	6,90	13,8
Blocos paralelepípedos	T60	A	C	C	C	E
	T45	B (A)	D	D	D	E

Fonte: Brown (1970)

Nota: A letra entre parêntesis denota o modo de ruptura menos desenvolvido no ensaio

Figura 3.6 - Modos de ruptura: a) clivagem axial, T60; b) tombamento com clivagem axial, T45; c) cisalhamento planar, T60; d) cisalhamento não-planar, T45; e) cisalhamento múltiplos, T60 e T45.

3.2 Avaliação via critério de resistência de Hoek-Brown

A resistência dos modelos fraturados T60 e T45 será avaliada aplicando o critério de Hoek-Brown, versões original, modificada e generalizada, as quais apresentam diferenças significativas em sua formulação. As formulações foram descritas no item 2.3.1.2 pelas eqs. (2.32), (2.37) e (2.38). As informações utilizadas dos modelos de Brown são referidas às propriedades do material e às características geométricas. Para a avaliação serão determinados os parâmetros de entrada do critério de Hoek-Brown (m_i , σ_{ci} e GSI).

3.2.1 Informações utilizadas na avaliação

As informações utilizadas na avaliação da resistência dos modelos T60 e T45 via critério de Hoek-Brown são sintetizadas a seguir.

Características do material intacto:

Material do tipo argamassa de gesso semi-hidratado;

Resistência à compressão uniaxial do bloco intacto ($\sigma_{ci} = 49,6$ MPa, correspondente a um bloco cúbico de 2,54 cm);

Características do modelo do maciço rochoso:

Maciço rochoso conformado por blocos fraturados;

Descontinuidades de paredes lisas pouco alteradas;

$RQD < 25$ %;

Espaçamento entre descontinuidades 2,70 cm;

Abertura entre descontinuidades $< 0,1$ mm;

Paredes das descontinuidades pouco rugosas, sem preenchimento e inalteradas;

Modelo de maciço considerado totalmente seco.

3.2.2 Determinação dos parâmetros de Hoek-Brown (m_i , σ_{ci} e GSI)

3.2.2.1 Determinação da constante m_i para os blocos intactos

Para a determinação de m_i são utilizadas as Tabelas sugeridas por Hoek e Brown (1997) e Hoek, Marinos e Benissi (1998); Hoek e Marinos (2000); e Marinos e Hoek (2000) apresentadas no Anexo I nas Tabelas I.1 e I.2, sumarizadas na Tabela 3.7 e Tabela 3.8. Os valores adotados correspondem às rochas gipsita e gipso, os quais têm

características semelhantes ao gesso semi-hidratado. Os valores são de $m_i = 16$ e $m_i = 8 \pm 2$ como sugeridos por Hoek e Brown (1997) e Marinós e Hoek (2000), respectivamente.

Tabela 3.7 – Valores de m_i para algumas rochas sedimentares.

Textura		
<i>Grossa</i>	<i>Média</i>	<i>Fina</i>
Brecha(20)	Calcáreo Esparítico(10)	Calcáreo Micrítico(8)
	Gipsita(16)	Anidrita(13)

Fonte: Hoek e Brown (1997).

Tabela 3.8 – Valores de m_i para algumas rochas sedimentares.

Textura		
<i>Grossa</i>	<i>Média</i>	<i>Fina</i>
Calcáreo Cristalino(12 ± 3)	Calcáreo Esparítico(10 ± 2)	Calcáreo Micrítico(9 ± 2)
	Gipso (8 ± 2)	Anidrita(12 ± 2)

Fonte: Marinós e Hoek (2000).

3.2.2.2 Resistência à compressão do material intacto (σ_{ci})

O valor de σ_{ci} para material intacto é igual a 49,6 MPa, o qual corresponde ao σ_{ci} de um bloco cúbico de 2,54 cm de aresta como apresentado na Tabela 3.2. Por comparação foi adotado um outro valor de σ_{ci} correspondente a um bloco prismático retangular de 10,16 x 10,16 x 20,32 cm igual 20,1 MPa.

3.2.2.3 Determinação de GSI

GSI é determinado através de três vias: 1) utilizando a Tabela proposta por Hoek e Brown (1997), Tabela 2.5, 2) aplicando a classificação geomecânica de Bieniawski RMR_{89} ; e 3) o índice Q' de Barton.

1) GSI – Via Tabela

GSI para os modelos T60 e T45 é determinado utilizando a Tabela 2.5. A determinação de GSI para os modelos físicos T60 e T45 compreende a avaliação de dois aspectos:

- Características estruturais; e
- condições das descontinuidades.

A avaliação destes aspectos está sumarizada na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Avaliação de *GSI* para os modelos T60 e T45.

Avaliação dos aspectos do maciço rochoso	<i>GSI</i> Avaliado (T60 e T45)
<i>Características estruturais</i>	
- Maciço conformado por blocos fraturados.	45 - 65 pontos
<i>Características das descontinuidades</i>	(ver Tabela 2.5)
- Paredes de descontinuidades lisas e pouco alteradas.	

2) *GSI* – Via RMR_{89}'

RMR_{89}' , considera os seguintes parâmetros do maciço rochoso.

- Resistência à compressão simples da rocha intacta σ_{ci} ,
- RQD ,
- Espaçamento das descontinuidades,
- Padrão das descontinuidades,
- Ação da água,
- Orientação relativa das descontinuidades.

Para o primeiro parâmetro é assumido um peso de 6 que corresponde ao valor de $\sigma_{ci} = 49,6$ MPa (bloco cúbico, aresta = 2,54 cm). O valor de RQD é igual a 0 % para os modelos T60 e T45. O valor assumido para este parâmetro é igual a 3 que corresponde a um $RQD < 25\%$. O maior espaçamento entre as descontinuidades dos modelos T60 e T45 é 2,75 cm. O peso assumido para este parâmetro é 5 que corresponde a espaçamentos menores a 6,0 cm. A condição das descontinuidades foi assumida: persistente, abertura menor a 0,1 mm, pouco rugosa, sem preenchimento e não alterada. O peso assumido para este parâmetro é igual a 19. O parâmetro de ação da água é considerado totalmente seco, pela aplicação do critério de Hoek-Brown. O peso é igual a 15. A somatória dos pesos dos seis parâmetros resulta um RMR_{89}' igual a 48. Para obter o *GSI* aplica-se a eq. (2.60) e é obtido um $GSI = 43$.

Os valores correspondentes para cada parâmetro são apresentados no Anexo II na Tabela II.1.

3) *GSI* – Via sistema Q'

O índice Q' é definido pela eq. (2.57):

RQD para os modelos T60 e T45 é igual a 0. Para este valor corresponde um valor nominal igual a 10. O valor assumido para J_n é igual a 4 correspondente a duas famílias de descontinuidades. O valor assumido para J_r é igual a 1 correspondente a paredes de descontinuidades planas. O valor para J_a é assumido igual a 0,75 que corresponde a paredes duras. Obtidos os parâmetros, é aplicada a eq. (2.57) e obtido o índice $Q' = 3,33$. Aplicando a eq. (2.59) é obtido o GSI equivalente a 49.

Os valores correspondentes para cada parâmetro são apresentados no Anexo II na Tabela II.2.

Os parâmetros de entrada para o critério de ruptura de Hoek-Brown são sumarizados na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 – Parâmetros de entrada ao critério de Hoek-Brown.

Parâmetros	Valores
m_i	8 – 16*
σ_{ci} (MPa)	49,6 – 20,1*
GSI	
: Via Tabela	45 – 65
: Via RMR_{89}	43
: Via Q'	49

* Valores utilizados para comparação.

3.3 Avaliação via simulação numérica (UDEC)

A avaliação da resistência dos modelos T60 e T45, via análise numérica, compreende a simulação do comportamento tensão-deformação dos modelos referidos quando submetidos em compressão, para desta forma obter suas envoltórias de resistências numéricas.

Na simulação os modelos são representados como meios descontínuos considerando as propriedades do material (gesso semi-hidratado), as características geométricas dos modelos, as condições iniciais (estado de tensão inicial) e de contorno (carregamento e deslocamento) em que foram ensaiados. Isto é realizado utilizando o programa bidimensional *UDEC* (Código Universal de Elementos Distintos) aplicado a meios descontínuos.

Uma parte importante da simulação dos modelos fraturados é conhecer a influência dos parâmetros do material intacto e das descontinuidades no comportamento tensão-deformação. Nesse sentido será realizada uma análise paramétrica utilizando a geometria do modelo T60.

Em seguida, devido à falta de alguns parâmetros, tanto do material intacto (de resistência) como das descontinuidades (de rigidez), imprescindíveis à simulação do comportamento tensão-deformação, são realizadas análises preliminares para sua obtenção.

Na simulação dos modelos T60 e T45 são assumidas as seguintes considerações:

1. As superfícies de ruptura dos modelos físicos analisados são ortogonais à seção de análise (Figura 3.7a e b);
2. Nos modelos ensaiados, a tensão paralela ao plano de ruptura, σ_2 , não tem influência significativa (Figura 3.7b);
3. Os ensaios de compressão triaxial dos modelos físicos são analisados no estado plano de deformações (Figura 3.7b);
4. Os modelos são representados como um bloco de elementos discretos (distintos), Figura 3.7c;
5. O comportamento do bloco intacto é representado pelo modelo elástico-linear, nas análises elásticas, e pelo modelo Mohr-Coulomb elástico perfeitamente plástico, nas análises plásticas (item 2.5.3.2);
6. Os perfis superficiais das descontinuidades são planos (ângulo de dilatação nulo) e o modelo constitutivo que representa o comportamento das descontinuidades é do tipo Coulomb deslizamento (item 2.5.3.2);
7. Os parâmetros de entrada elásticos e plásticos dos blocos intactos são obtidos dos resultados experimentais de Brown (1970);
8. Os parâmetros de resistência e deformabilidade das descontinuidades são obtidos de resultados experimentais de Brown e Trollope (1970) e da aplicação do critério de Bandis *et al.*, 1983 (item 2.2.1);
9. As condições de contorno nos modelos foram as seguintes: i) contorno inferior fixo na vertical, ii) confinamento (σ_3) no contorno superior, assim como para ambos lados da amostra e iii) carregamento axial aplicado por incrementos de carga sobre o contorno superior, (Figura 3.7c).

Figura 3.7 - Condições de análise: a) Ruptura do modelo físico; b) plano de análise; e c) modelos de elementos distintos.

Na Tabela 3.11 são sumarizadas as informações utilizadas na avaliação via simulação numérica.

Tabela 3.11 – Parâmetros utilizados nas simulações.

Dados utilizados na simulação		Descrição
<i>Propriedades:</i>		
- <i>Material intacto</i>	(E)	Brown (1970) e Brown e Trollope (1970).
- Módulo de elasticidade.	(ν)	Brown (1970) e Brown e Trollope (1970).
- Coeficiente de Poisson.	(ϕ)	Brown (1970).
- Ângulo de atrito.	(c)	Brown (1970).
- Coesão.	(σ_i)	Brown (1970) e Brown e Trollope (1970).
- Resistência à tração.		
- <i>Descontinuidades</i>	(k_n)	Barton e Choubey (1977), Bandis <i>et al.</i>
- Rigidez Normal	(k_t)	(1983), Bandis (1993) e análises elásticas
- Rigidez tangencial ou cisalhante		(<i>UDEC</i>).
- Ângulo de atrito	(ϕ_j)	Brown (1970).
Características geométricas.		Brown (1970).
Condições iniciais.		Brown (1970).
Condições de contorno. (carregamento e deslocamentos).		Brown (1970).

3.3.1 Estudo paramétrico do modelo fraturado

Os parâmetros analisados do material intacto são: i) módulo de elasticidade, ii) coeficiente de Poisson, iii) ângulo de atrito iv) coesão e v) resistência à tração. Os parâmetros analisados das descontinuidades são: i) ângulo de atrito, ii) rigidez normal e iii) rigidez tangencial ou cisalhante. A resistência coesiva da junta foi assumida igual a zero. Os parâmetros de entrada para a modelagem do modelo T60 são apresentados na Tabela 3.12. Os valores dos parâmetros que foram utilizados na análise paramétrica são mostrados na Tabela 3.13.

A análise consiste em estabelecer como fixos os valores mostrados na Tabela 3.12, variando-se um só parâmetro conforme à Tabela 3.13.

O carregamento confinante considerado na análise paramétrica foi igual a 3,45 MPa.

Tabela 3.12 – Parâmetros de entrada para o modelo T60.

Material intacto			Descontinuidades		
E^*	GPa	9,02	$K_n +$	MPa/mm	280
ν^*	--	0,24	$K_t +$	MPa/mm	28
ϕ^{**}	(°)	25	ϕ_j^*	(°)	34,5
c^{**}	MPa	5,50			
σ_t^*	MPa	2,74			

(*) Brown (1970) e Brown e Trollope (1970); (**) Parâmetros estimados a partir da envoltória do material intacto; (+) Dados recopilados do trabalho de Bandis *et al.* (1983).

Tabela 3.13 – Valores dos parâmetros considerados na análise paramétrica.

Material Intacto					
E	GPa	2,26	4,51	11,28	13,53
ν	--	0,06	0,12	0,30	0,36
ϕ	(°)	6,2	12,5	31,2	37,5
c	MPa	1,38	2,75	6,88	8,25
σ_t	MPa	0,69	1,37	3,43	4,11
Descontinuidades					
k_n	MPa/mm	70	140	350	420
k_t	MPa/mm	7	14	35	42
ϕ_j	(°)	8,6	17,2	43,2	51,8

3.3.2 Determinação dos parâmetros do material intacto

A envoltória experimental do material intacto obtida por Brown (1970), da argamassa de gesso semi-hidratada, apresenta uma relação não-linear. Isto dificulta a determinação de um único par de parâmetros de resistência (ϕ e c) para a simulação dos comportamentos tensão-deformação. Devido a não linearidade da envoltória do material intacto, os parâmetros de resistência (ϕ e c) foram obtidos para cada carregamento confinante (Tabela 3.14).

Tabela 3.14 – Parâmetros de resistência do material intacto correspondentes a cada carregamento confinante, σ_3 .

σ_3	(MPa)	0-1,38	3,45	6,90	13,80
c	(MPa)	4,5	5,5	7,5	8,5
ϕ	(°)	32,5	28	25	25

3.3.3 Determinação dos parâmetros das descontinuidades

Os parâmetros de rigidez das descontinuidades k_n e k_t são determinados aplicando o critério empírico de Barton e Choubey (1976); Bandis *et al.* (1983); e Bandis (1993) dado pelas eqs. (2.24) e (2.25) (item 2.2.1).

JRC das descontinuidades dos modelos (T60 e T45) é obtido através da retroanálise de resultados de ensaios de cisalhamento, realizados por Brown (1970), nas referidas descontinuidades.

A retroanálise é realizada através da eq. (2.19). O ângulo de atrito das descontinuidades, ϕ_j , é obtido dos resultados experimentais de Brown (1970). Valores do ângulo de atrito residual, ϕ_r , não foram publicados, mas por tratar-se de uma descontinuidade com superfície plana é assumido um valor próximo de ϕ_j , assim, é adotado um valor de $33,5^\circ$ para ϕ_r ; JCS é igual à resistência a compressão do material intacto, σ_{ci} , devido a que a descontinuidade se encontra inalterada. A tensão normal, σ_n , é obtida do ensaio de cisalhamento realizado por Brown (1970).

Os parâmetros utilizados na retroanálise são:

$$\phi_j = \arctg(\tau/\sigma_n) = 34,5^\circ \text{ (Brown, 1970).}$$

$$\phi_r = 33,5^\circ \text{ (Barton e Choubey, 1977).}$$

$$JCS = 49,6 \text{ MPa (Brown, 1970).}$$

$$\sigma_n = 0,140 \text{ MPa (Brown, 1970).}$$

JRC obtido é:

$$JRC = 0,39$$

A determinação dos parâmetros de rigidez, k_n e k_t , é sumarizada na Tabela 3.15.

Tabela 3.15 – Determinação das rigidezes normal, k_n , e tangencial, k_t , das descontinuidades.

JRC_o	L_o	L_n	JRC_n	JCS_n	E_o	V_m	k_{ni}	σ_n	k_n	k_t
--	(mm)	(mm)	--	(MPa)	(mm)	(mm)	$\left(\frac{\text{MPa}}{\text{mm}}\right)$	(MPa)	$\left(\frac{\text{MPa}}{\text{mm}}\right)$	$\left(\frac{\text{MPa}}{\text{mm}}\right)$
0,39	60	31,75	0,39	49,60	0,0078	0,051	120,24	0,05	122,20	0,24
0,39	60	31,75	0,39	49,60	0,0078	0,051	120,24	1,38	180,20	6,40
0,39	60	31,75	0,39	49,60	0,0078	0,051	120,24	3,45	292,80	16,00
0,39	60	31,75	0,39	49,60	0,0078	0,051	120,24	6,90	540,80	31,80
0,39	60	31,75	0,39	49,60	0,0078	0,051	120,24	13,80	1263,60	63,20
0,39	60	20,32	0,39	49,60	0,0079	0,051	119,80	0,05	121,80	0,32
0,39	60	20,32	0,39	49,60	0,0079	0,051	119,80	1,38	180,00	8,60
0,39	60	20,32	0,39	49,60	0,0079	0,051	119,80	3,45	293,30	21,50
0,39	60	20,32	0,39	49,60	0,0079	0,051	119,80	6,90	543,30	42,80
0,39	60	20,32	0,39	49,60	0,0079	0,051	119,80	13,80	1272,60	85,20

Nota: O subscrito "o" corresponde ao comprimento da descontinuidade ensaiada por Brown (1970); e o subscrito "n" corresponde ao comprimento das descontinuidades dos blocos fraturados (arestas dos blocos)

3.3.4 Simulação tensão-deformação

Antes de descrever o processo adotado para a simulação do comportamento tensão-deformação dos modelos fraturados T60 e T45, devem ser lembradas as considerações descritas no início do item 3.3.

Como pode ser observada no fluxograma da Figura 3.8, a simulação dos modelos fraturados é realizada utilizando o programa *UDEC* através da retro-análises dos parâmetros de: coesão, c , e ângulo de atrito, ϕ , do material intacto, e rigidez das descontinuidades, k_n e k_t . Assim, primeiramente são criados os modelos matemáticos dos modelos T60 e T45 como meios descontínuos, considerando suas condições geométricas, os parâmetros de entrada dos elementos (material intacto e descontinuidades), e representando as condições iniciais e de contorno dos ensaios.

As simulações são desenvolvidas para as tensões confinantes de 0; 1,38; 3,45; 6,90 e 13,80 MPa. O comportamento tensão-deformação para os blocos intactos foi considerado elástico perfeitamente plástico. É importante salientar que um modelo elástico perfeitamente plástico nunca será capaz de simular todas as manifestações do desenvolvimento e do progresso de fraturas, para os quais no mínimo seria necessário um modelo que simulasse amolecimento. Não foi possível utilizar o modelo com amolecimento devido à falta de resultados experimentais, necessários para a calibração do modelo. Porém, na utilização do modelo Mohr-Coulomb elástico perfeitamente plástico, optou-se pela determinação dos parâmetros de resistência correspondentes a cada tensão confinante.

Figura 3.8 – Fluxograma da simulação tensão-deformação dos modelos T60 e T45.

As condições geométricas são referidas à descrição no item 3.1.1. Os parâmetros dos elementos de entrada se encontram sumarizados na Tabela 3.16. As condições de contorno nos modelos foram as seguintes: i) contorno inferior fixo na vertical, ii) confinamento (σ_3) no contorno superior, assim como para ambos lados da amostra e iii) carregamento axial aplicado por incrementos de carga sobre o contorno superior, (Figura 3.7c).

Tabela 3.16 – Parâmetros de entrada na simulação tensão-deformação dos modelos T60 e T45.

Parâmetros			Carregamento confinante (MPa)				
			0,00	1,38	3,45	6,90	13,80
<i>Material Intacto</i>							
Densidade seca	γ_d	kN/m ³	2320	2320	2320	2320	2320
Módulo de elasticidade	E	GPa	9,02	9,02	9,02	9,02	9,02
Coefficiente de Poisson	ν	--	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
Ângulo de atrito	ϕ	(°)	32,5	28,0	25,00	25,00	25,00
Coesão	c	(MPa)	3,00	4,50	5,50	7,50	7,50
Resistência à tração	σ_t	(MPa)	2,74	2,74	2,74	2,74	2,74
Descontinuidade							
Ângulo de atrito	ϕ_j	(°)	34,5	34,5	34,5	34,5	34,5
Rigidez normal ($L_n = 31,75$ mm)	k_n	(MPa/mm)	122,20	180,20	292,80	540,80	1263,60
Rigidez tangencial ($L_n = 31,75$ mm)	k_t	(MPa/mm)	0,24	6,40	16,00	31,80	63,20
Rigidez normal ($L_n = 20,32$ mm)	k_n	(MPa/mm)	121,80	180,00	293,30	543,30	1272,60
Rigidez tangencial ($L_n = 20,32$ mm)	k_t	(MPa/mm)	0,32	8,60	21,50	42,80	85,20

Logo depois de aplicado o carregamento, a resposta dos modelos é calculada em termos de tensão e deformação. A resposta numérica em termos de tensão-deformação é comparada com os resultados experimentais de Brown. Em seguida é avaliada a convergência entre a resposta numérica (*UDEC*) e os resultados experimentais (Brown), quando atingida a convergência entre estas é concluída a simulação do modelo analisado, por outro lado, quando a convergência não é atingida os parâmetros de k_n , k_t , c e ϕ são ajustados até atingir a convergência. Os ajustes dos parâmetros são feitos na ordem citada, ou seja, primeiramente são ajustados k_n e k_t até atingir o módulo tangente experimental, E_m , em seguida são ajustados c e ϕ até atingir o carregamento de ruptura experimental. Os parâmetros do material intacto E , ν , e σ_t ; e das descontinuidades, como ângulo de atrito, ϕ_j , são mantidos fixos. A escolha dos parâmetros a serem ajustados foi feita com base na análise paramétrica (item 3.3.1).

4 MODOS DE RUPTURA EM TALUDES DE MACIÇOS ROCHOSOS FRATURADOS

Os modos de ruptura em taludes de maciços rochosos fraturados se caracterizam pelas condições de baixo confinamento. Uma forma de abordar os modos de ruptura em condições de baixo confinamento é através da análise de modelos reduzidos que simulem tais condições. O trabalho de Singh (1997) mostra os resultados experimentais de 4 tipos de modelos de maciços rochosos fraturados, em diferentes configurações, submetidos a compressão uniaxial (condições de baixo confinamento), identificando quatro modos de ruptura característicos. Assim, neste item, via análise numérica, utilizando o programa *UDEC*, são simulados os comportamentos tensão-deformação e os modos de ruptura de quatro configurações (A0, A20, A50 e A80) de um dos modelos ensaiados por Singh. Baseado nas configurações do modelo ensaiado por Singh, são simulados taludes de diferentes alturas com o intuito de determinar a influência da orientação do bloco do maciço nos modos de ruptura de um talude alto (altura 300 m); por outro lado, é analisada a influência do tamanho do bloco na estabilidade de taludes de 10, 100, e 300 m de altura. Os elementos de comparação entre os resultados experimentais do modelo ensaiado por Singh (1997) e os simulados são as curvas tensão-deformação.

O presente capítulo está dividido em 3 partes. A primeira parte compreende a revisão do modelo ensaiado experimentalmente por Singh (1997) em suas quatro configurações. A segunda parte é referida à simulação dos modelos (A0, A20, A50 e A80) ensaiados experimentalmente por Singh, e a última parte refere-se à simulação dos taludes em maciços rochosos fraturados.

4.1 Modelo físico fraturado ensaiado experimentalmente por Singh, 1997

4.1.1 Programa experimental

O modelo do maciço rochoso fraturado, denominado Tipo A, ensaiado experimentalmente por Singh (1997) tem forma cúbica de 15 cm de lado, conformado por mais de 260 blocos cúbicos (cada um de 2,5 cm de lado). Os blocos consistem de tijolos de argamassa de areia e cal. Após mistura com água, o material é colocado em formas e prensado a 39,6 MPa, e autoclavado a 180 °C por 4 horas. Cura ao ar por 3 semanas. Este modelo foi ensaiado em compressão uniaxial em quatro configurações diferentes (A0, A20, A50 e A80). Os valores de 0, 20, 50 e 80 referem-se ao ângulo de inclinação dos blocos em relação à horizontal θ (°), Figura 4.1. A configuração típica do modelo apresenta-se na Figura 4.1. O modelo está configurado por três famílias de descontinuidades. A Família I está conformada por descontinuidades persistentes, P , orientadas num ângulo α_P , com respeito da tensão desviadora, q . A Família II está conformada por descontinuidades não persistentes, NP , orientadas num ângulo α_{NP} com respeito de q ; estas descontinuidades são ortogonais à Família I e apresentam um intertravamento, s . A Família III está compreendida pelas descontinuidades verticais, Figura 0.1.

Figura 0.1 – Configuração do modelo fraturado (Singh, 1997).

As propriedades do material de argamassa empregado por Singh na fabricação do modelo são apresentadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Propriedades do material dos blocos intactos.

Material argamassa			
Peso específico seco	γ_d	(kN/m ³)	16,86
Porosidade		(%)	36,94
Resistência à compressão simples	σ_{ci}	(MPa)	17,13
Resistência à tração	σ_{ti}	(MPa)	2,49
Módulo de elasticidade	E_i	(GPa)	5,34
Coefficiente de Poisson	ν_i		0,19
Coesão do material intacto	c_i	(MPa)	4,67
Ângulo de atrito do material intacto	ϕ_i	(°)	33
Ângulo de atrito das descontinuidades	ϕ_f	(°)	37
Classificação Deere-Miller (1966)		(EM)	

Fonte: Singh (1997).

As quatro configurações do modelo Tipo A, denominadas A0, A20, A50 e A80, ensaiadas por Singh, obedecem às configurações apresentadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Características geométricas das quatro configurações (A0, A20, A50 e A80) do modelo Tipo A.

Modelo		A0		A20		A50		A80	
Altura	cm	15		15		15		15	
Largura	cm	15		15		15		15	
Intertravamento, s	cm	1,25		1,25		1,25		1,25	
θ	(°)	0		20		50		80	
Famílias		I	II	I	II	I	II	I	II
Descontinuidades		P	NP	P	NP	P	NP	P	NP
α	(°)	90	0	70	20	40	50	10	80
Persistência, k	--	0	0,5	0	0,5	0	0,5	0	0,5
Ponte rochosa	cm	--	2,5	--	2,5	--	2,5	--	2,5
Extensão da descontinuidade	cm	--	2,5	--	2,5	--	2,5	--	2,5
Espaçamento, d	cm	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5

Nota: Ângulo de orientação dos blocos com respeito da horizontal, θ ; Ângulo de orientação das descontinuidades com respeito do carregamento, α .

4.1.2 Resultados experimentais

Os resultados experimentais dos modelos A0, A20, A50 e A80 ensaiados por Singh estão compreendidos por: i) tensões de ruptura do material intacto, ii) curvas tensão-deformação dos modelos, e iii) modos de ruptura.

4.1.2.1 Tensões de ruptura

Através de ensaios de compressão triaxial em corpos de prova de argamassa, Singh obteve a envoltória não-linear e as tensões de ruptura, σ_1 e σ_3 , do material de argamassa. Estes resultados se mostram na Figura 4.2.

Figura 4.2 - Envoltória de ruptura e tensões de ruptura, σ_1 e $\sigma_2=\sigma_3$, do material argamassa (Singh, 1997).

Na Tabela 4.3 se mostram os resultados de tensões de pico desviatórias dos modelos fraturados A0, A20, A50 e A80 ensaiados em compressão uniaxial por Singh (1997).

Tabela 4.3 – Tensões de pico desviatórias dos modelos fraturados ensaiados por Singh (1997) em compressão uniaxial ($\sigma_3=0$).

Modelo Fraturado	A0 (MPa)	A20 (MPa)	A50 (MPa)	A80 (MPa)
Tensão desviatória	11,48	3,53	0,12	2,45

Fonte: Singh (1997).

4.1.2.2 Modos de ruptura

Segundo Singh (1997), os modos de ruptura desenvolvidos nos modelos fraturados são complexos e envolvem a combinação de mais de um mecanismo. Foram identificados quatro modos de ruptura distintos, sendo estes os dominantes no início da ruptura. Os modos de ruptura identificados são:

- Clivagem axial (*Splitting*); característico pela ruptura do material intacto devido a tensões de tração desenvolvidas dentro deste. A ruptura manifesta um grande número de diminutas fissuras quase verticais e sem nenhum sinal de cisalhamento. O esmagamento do material acontece neste modo de ruptura (Figura 4.3a);
- cisalhamento; neste caso o corpo de prova rompe devido a um ou mais planos de cisalhamento, que são inclinados e passam através do material intacto e das descontinuidades pré-existentes. Foram observados nos corpos de prova deslocamentos ao longo dos planos de cisalhamento. Devido ao cisalhamento se forma material de preenchimento na superfície de ruptura (Figura 4.3b);
- rotação; este modo de ruptura toma lugar justamente no começo do ensaio. Os autores observaram a translação de parte do corpo de prova como um todo e grandes deslocamentos relativos na direção transversal. Neste modo de ruptura os blocos permanecem intactos (Figura 4.3c) e;
- deslizamento; este modo de ruptura se inicia com o deslizamento sobre as descontinuidades persistentes. A ruptura por deslizamento é associada a grandes deformações e o fenômeno de *stick-slip*. Geralmente para grandes deformações este modo de ruptura está associado com a rotação ou a ruptura através do material intacto, assim como, com a combinação complexa de outros modos de ruptura (Figura 4.3d).

Os modos de ruptura correspondentes aos modelos fraturados (A0, A20, A50 e A80) ensaiados por Singh são mostrados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Modos de ruptura nos modelos fraturados ensaiados por Singh (1997).

Modelo fraturado	A0	A20	A50	A80
Modo de ruptura	<i>Clivagem axial</i>	<i>cisalhamento</i>	<i>deslizamento</i>	<i>rotação</i>

Fonte: Singh (1997)

Figura 4.3 - Modos de ruptura: a) clivagem axial; b) cisalhamento; c) rotação e d) deslizamento (Singh *et al.*, 2002).

4.1.2.3 Comportamento tensão-deformação

As curvas tensão-deformação dos ensaios experimentais realizados por Singh são apresentadas na Figura 4.4. Segundo Singh as características que se destacam das curvas tensão-deformação são as seguintes:

- a maioria das curvas apresentam-se em forma de “S”;
- próximo da origem, a curva tensão-deformação é côncava para cima. Este fato indica o fechamento das descontinuidades e o efeito do posicionamento inicial do corpo de prova;
- o trecho médio de todas as curvas apresenta comportamento linear, mostrando uma deformação elástica;
- a ruptura dos corpos de prova é progressiva, e em alguns casos, próximo do pico não mostra um decréscimo abrupto da tensão;
- no modo de ruptura de deslizamento, o corpo de prova rompe mostrando o fenômeno de *stick-slip* ao longo das descontinuidades.

O fenômeno de *stick-slip* não foi apresentado por Singh no resultado da curva tensão-deformação do modelo A50.

Figura 4.4 - Curvas tensão-deformação dos modelos fraturados: a) A0; b) A20; c) A50; d) e A80 (Singh, 1997).

4.2 Simulação numérica dos modelos fraturados ensaiados por Singh (UDEC)

Com base nos resultados experimentais obtidos por Singh (item 4.1), utilizando o programa *UDEC*, são simulados os modos de ruptura dos modelos fraturados A0, A20, A50 e A80 ensaiados por Singh. Com este propósito são simulados os comportamentos tensão-deformação dos mesmos.

Para a simulação dos modelos fraturados (A0, A20, A50 e A80) são assumidas as seguintes considerações.

- As superfícies de ruptura dos modelos simulados são ortogonais à seção de análise (Figura 4.5a);

Figura 4.5 - Condições de análise: a) Ruptura do modelo físico; b) Plano de análise; e c) modelo de elementos distintos.

- b. Os ensaios de compressão uniaxial dos modelos físicos são analisados em estado plano de deformação (Figura 4.5b);
- c. Os modelos são representados como um bloco de elementos discretos (distintos), Figura 4.5c;
- d. O comportamento do material intacto é representado pelo modelo de Mohr-Coulomb elasto-plástico perfeito (ver item 2.5.3.2);
- e. Os perfis superficiais das descontinuidades são planos (ângulo de dilatação nulo) e o modelo constitutivo que representa o comportamento das descontinuidades é do tipo Mohr-Coulomb elasto-plástico perfeito (ver item 2.5.3.2);
- f. Os parâmetros elásticos e de resistência do material argamassa são obtidos dos resultados experimentais de Singh (1997);

- g. Os parâmetros de resistência e deformabilidade das descontinuidades são obtidos através das formulações propostas por Bandis *et al.*, 1983;
- h. Na simulação foram modeladas as placas de carregamento superior e inferior, como placas rígidas, por terem influência importante nas características tensão deformação dos modelos (Figura 4.5c);
- i. A interface entre as placas rígidas e os blocos do modelo foi simulada como uma descontinuidade (superfície de contacto composta por pontos de contacto individuais).
- j. As condições de contorno nos modelos foram as seguintes: i) contorno inferior da placa inferior fixo na vertical, ii) carregamento axial aplicado por incrementos de carga sobre o contorno superior da placa superior, (Figura 4.5c).

Assim, na simulação os modelos são representados como meios descontínuos considerando as propriedades do material (argamassa), as características geométricas dos modelos, as condições iniciais (estado de tensão inicial) e de contorno (carregamento e deslocamento) em que foram ensaiados.

4.2.1 Parâmetros do material intacto

Na simulação, os parâmetros do material utilizados para os blocos discretos dos modelos fraturados correspondem às propriedades do material de argamassa mostradas na Tabela 4.1.

4.2.2 Parâmetros das descontinuidades

Aplicando o critério empírico de Barton e Choubey (1977); Bandis *et al.* (1983); e Bandis (1993) dado pelas eqs. (2.24) e (2.25) (item 2.2.1) são obtidos os parâmetros de rigidez das descontinuidades k_n e k_t .

JRC das descontinuidades dos modelos fraturados (A0, A20, A50 e A80) é obtido através da retroanálise dos resultados de ensaios de cisalhamento, realizado por Singh (1997), nas mesmas descontinuidades.

A retroanálise é realizada através da eq. (2.19). O ângulo de atrito das descontinuidades, ϕ_j , é obtido dos resultados experimentais de Singh (1997). Valores do ângulo de atrito residual, ϕ_r , não foram publicados, mas por tratar-se de uma descontinuidade com superfície plana é assumido um valor 36° (próximo de ϕ_j); JCS é igual à resistência a compressão do material intacto, σ_{ci} , devido a que a descontinuidade

se encontra inalterada. A tensão normal, σ_n , corresponde à tensão normal do ensaio de cisalhamento realizado por Singh (1997).

Os parâmetros utilizados na retroanálise são:

$$\begin{aligned}\phi_j &= \arctg(\tau/\sigma_n) = 37^\circ \text{ (Singh, 1997)} \\ \phi_r &= 36^\circ \text{ (Barton e Choubey, 1977)} \\ JCS &= 17,13 \text{ MPa (Singh, 1997)} \\ \sigma_n &= 0,30 \text{ MPa (Singh, 1997)}\end{aligned}$$

JRC obtido é:

$$JRC = 0,57$$

Obtido o JRC são determinados os parâmetros de rigidez normal, k_n , e tangencial, k_t . Os resultados do cálculo destes parâmetros mostram-se na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Cálculo das rigidezes normal, k_n , e tangencial, k_t , das descontinuidades.

JRC_o	L_o	L_n	JRC_n	JCS_n	E_o	V_m	k_{ni}	σ_n	ϕ_r	k_n	k_t
--	mm	mm	--	MPa	mm	mm	$\left(\frac{MPa}{mm}\right)$	(MPa)	(°)	$\left(\frac{MPa}{mm}\right)$	$\left(\frac{MPa}{mm}\right)$
0,57	59,2	25,0	0,58	17,13	0,012	0,057	23,77	0,30	36	35,4	1,61

Nota: O subscrito “o” corresponde ao comprimento da descontinuidade ensaiada por Singh (1997); e o subscrito “n” corresponde ao comprimento das descontinuidades dos blocos fraturados (arestas dos blocos).

Os valores de k_n e k_t da Tabela 4.5 correspondem a σ_n de 0,30 MPa. Para os modelos fraturados (A0, A20, A50 e A80) os parâmetros de k_n e k_t terão que ser ajustados para σ_n representativo atuante nas paredes das descontinuidades (ver item 5.3.1).

4.2.3 Simulação tensão-deformação

Lembrando as considerações descritas na parte inicial do item 4.2, utilizando o programa *UDEC*, se dá início à simulação com a criação do modelo matemático do modelo fraturado (A0, A20, A50 e A80). No modelo matemático, representado como um meio descontínuo, são modeladas explicitamente as Famílias de descontinuidades I e II (modelo bidimensional), assim como as placas de carregamento inferior e superior (Figura 4.5c). As características geométricas do modelo matemático e das famílias de descontinuidades modeladas correspondem às características geométricas dos modelos

fraturados físicos ensaiados por Singh descritos no item 4.1.1. Em seguida são atribuídos os parâmetros para o material intacto (item 4.2.1) e para as descontinuidades (item 4.2.2). Os valores destes são mostrados na Tabela 4.1 e Tabela 4.5. A seguir são definidas as condições iniciais, dadas pelo estado inicial de tensões (peso próprio do material). Finalmente são estabelecidas as condições de contorno nos modelos: i) contorno inferior da placa de carregamento inferior fixo na vertical, ii) carregamento axial aplicado por incrementos de carga sobre o contorno superior da placa de carregamento superior, (Figura 4.5c).

4.3 Simulação dos modos de ruptura em taludes de maciços rochosos fraturados

Como indicado no início desta seção, via simulação numérica, utilizando o programa *UDEC*, é estudada a influência da orientação das descontinuidades do maciço rochoso fraturado nos modos de ruptura de um talude de 300m; por outro lado, é analisada a influência do tamanho do bloco na estabilidade de taludes de 10, 100 e 300m.

Os taludes são simulados como parte do modelo de uma escavação a céu aberto, escavada até uma profundidade de 10, 100 e 300 m. O modelo adotado do maciço rochoso obedece à configuração do modelo Tipo A descrito no item 4.1.1. O maciço rochoso é classificado através da classificação RMR_{89} levando em consideração a escala do maciço (altura do talude). As inclinações das paredes da cava (faces dos taludes) são de 50° e 45°, as quais são comumente encontradas em taludes de escavações a céu aberto (Sjöberg, 1999).

Neste item é descrita a obtenção das propriedades do material intacto e das descontinuidades, assim como, as características geométricas dos modelos de maciços rochosos. Em seguida é descrito o procedimento para a classificação dos maciços rochosos considerando a escala. Finalmente é tratada a simulação dos taludes em maciços rochosos fraturados.

4.3.1 Propriedades do material intacto e das descontinuidades

4.3.1.1 Propriedades do material intacto

As propriedades do material intacto correspondem à argamassa utilizada por Singh (Tabela 4.1). Devido aos diferentes tamanhos de bloco (quadrados de 0,30; 0,50;

1; 3; 5; 10; 25 e 50 m de lado) utilizados na simulação, é considerada a influência do tamanho de bloco em sua resistência via critério Hoek-Brown. A influência é levada em conta pelo parâmetro σ_{ci} . O σ_{ci} para cada tamanho de bloco, σ_{cd} , é calculado através da eq. (2.9). Os parâmetros de entrada são:

- σ_{c50} = 17,13 MPa (Corpo de prova de 50mm de diâmetro, Singh, 1997)
- d = 1 Tamanho do bloco (quadrados de 0,30; 0,50; 1; 3; 5; 10; 25 e 50 m de lado)

GSI assumido para os blocos intactos é igual a 100 e m_i para todos os blocos é obtido através de um ajuste por mínimos quadrados da eq. (2.38) de Hoek-Brown sobre a envoltória experimental do material intacto de argamassa. Desta forma os parâmetros Hoek-Brown do material argamassa para um corpo de prova de 50 mm são:

- σ_{ci} = 17,13 MPa (Corpo de prova de 50mm de diâmetro, Singh, 1997)
- GSI = 100 (Rocha intacta = Material intacto)
- m_i = 6,34 (Ajustado pelo método de mínimos quadrados)

Obtidos os parâmetros de GSI , m_i e σ_{ci} (σ_{ci} correspondente a cada tamanho de bloco, σ_{cd}), são obtidas as envoltórias Hoek-Brown para cada tamanho de bloco. Em seguida são calculados os parâmetros equivalentes de Mohr-Coulomb, c e ϕ , utilizando o programa ROCLAP 1.0.

Os cálculos dos parâmetros de resistência, c e ϕ , correspondentes a cada tamanho de bloco, são mostradas na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Propriedades de resistência para os diferentes tamanhos de bloco.

Tamanho do bloco (m)	σ_{cd} (MPa)	GSI Peso	m_i	s	a	σ_{3max} (MPa)	ϕ (°)	c (MPa)	σ_t (MPa)
0,05	17,13	100	6,34	1	0,5	12,5	32,0	4,70	2,69
0,30	12,40	100	6,34	1	0,5	12,5	29,0	3,70	1,95
0,50	11,31	100	6,34	1	0,5	12,5	28,0	3,50	1,77
1,00	10,00	100	6,34	1	0,5	12,5	27,4	3,20	1,57
3,00	8,20	100	6,34	1	0,5	12,5	26,0	2,90	1,29
5,00	7,48	100	6,34	1	0,5	12,5	25,3	2,70	1,17
10,0	6,60	100	6,34	1	0,5	12,5	24,4	2,50	1,04
25,0	5,83	100	6,34	1	0,5	12,5	23,5	2,40	0,91
50,0	4,94	100	6,34	1	0,5	12,5	22,4	2,10	0,78

4.3.1.2 Propriedades das descontinuidades

Os parâmetros de resistência das descontinuidades são $\phi_j = 37^\circ$ e $c_j = 0$ (Tabela 4.1). Os parâmetros de rigidez, k_n e k_t , foram obtidos dos dados publicados por Bandis *et al.* (1983). Estes valores correspondem a 10 MPa/mm e 1 MPa/mm para k_n e k_t respectivamente.

4.3.2 Características geométricas dos maciços rochosos hipotéticos

Os maciços rochosos hipotéticos estão conformados por blocos quadrados de 0,30; 0,50; 1; 3; 5; 10; 25 e 50 m de lado. A configuração destes maciços está baseada nos modelos fraturados (A0, A20, A50 e A80) descritos no item 4.1.1. Esta configuração descreve duas famílias de descontinuidades nos taludes (Figura 4.6). A Família I está conformada por descontinuidades persistentes, P , orientadas num ângulo θ com respeito à horizontal, Figura 4.6; e a Família II está conformada por descontinuidades não persistentes, NP , ortogonais à Família I. Para a altura de talude de 10 m foram utilizados blocos quadrados de 0,30; 0,50 e 1 m de lado; para a altura de talude de 100 m foram utilizados blocos quadrados de 1, 3 e 5 m de lado; e para a altura de 300 m foram utilizados blocos quadrados de 10, 25 e 50 m de lado (Figura 4.6).

Altura = 10, 100, 300 m

Altura = 10 m (Blocos de l : 0,30; 0,50 e 1 m)

Altura = 100 m (Blocos de l : 1, 3 e 5 m)

Altura = 300 m (Blocos de l : 10, 25 e 50 m)

α : Ângulo da fase do talude = 50°

l : 0,30; 0,50; 1; 3; 5; 10; 25 e 50 m

θ : 0° , 20° , 50° e 80°

s : intertravamento = $l/2$

Figura 4.6 – Características geométricas dos maciços rochosos hipotéticos dos taludes simulados.

4.3.3 Classificação dos maciços rochosos hipotéticos considerando a escala

A classificação dos maciços rochosos dos taludes simulados, é realizada utilizando o sistema RMR_{89}' convencional e modificado (RMR_{89}''). RMR_{89}'' é utilizado aplicando a relação entre o *tamanho típico de bloco*, TBD , e a escala do maciço rochoso (altura do talude, H_t). Utilizando esta relação (TBD/H_t) a estimativa de RMR_{89}'' de um maciço rochoso, considerando a escala, compreende os seguintes parâmetros:

- Resistência à compressão simples da rocha intacta σ_{ci} ,
- valor combinado de RQD e espaçamento das descontinuidades,
- condição das descontinuidades,
- ação da água e,
- orientação relativa das descontinuidades.

Para o primeiro parâmetro é assumido um peso de 2,7 que corresponde ao valor de $\sigma_{ci}=17,13$ MPa. O valor combinado de RQD e o espaçamento entre as descontinuidades, correspondente a cada *tamanho típico de bloco*, é obtido da Tabela 2.6. A condição das descontinuidades foi assumida: persistente, abertura nenhuma, lisa, sem preenchimento e não alterada. O peso assumido para este parâmetro é igual a 19. O maciço é considerado seco. O peso pela ação da água para um maciço totalmente seco é igual a 15. O *tamanho do bloco típico* e a estimativa do RMR_{89}'' para cada escala de talude são mostrados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Estimativa de RMR_{89}'' considerando a altura do talude ou escala o maciço.

Altura do talude (H_t)	Tamanho típico de bloco (TBD)	Peso combinado de RQD e espaçamento entre descontinuidades (b)	Soma dos pesos a, c, d e e ($a+c+d+e$)	RMR_{89}'' ($a+b+c+d+e$)
(m)	(m)	(%)	Peso	Peso
300	50	16,67	33,7	36,7
300	25	8,33	30,6	36,7
300	10	3,33	28,0	36,7
100	10	10	31,2	36,7
100	5	5	29,0	36,7
100	3	3	27,6	36,7
10	1	10	31,2	36,7
10	0,5	5	29,0	36,7
10	0,3	3	27,6	36,7

Nota : a) Resistência à compressão simples da rocha intacta σ_{ci} (peso = 2,7); b) valor combinado de RQD e espaçamento das descontinuidades; c) padrão das descontinuidades (peso = 19); d) ação da água (peso = 15); e) orientação relativa das descontinuidades (peso = 0)

4.3.4 Simulação dos modos de rupturas em taludes de maciços rochosos fraturados

Como indicado anteriormente, os taludes de maciços rochosos fraturados são simulados como parte de uma escavação a céu aberto, escavada até uma profundidade de 10, 100 e 300 m; isto é possível através do programa *UDEC*. A modelagem se inicia com a criação de um bloco de elementos distintos que define a geometria do modelo. Neste caso, é criado um bloco de uma largura igual a 4 vezes a largura da cava, e uma altura igual a 3 vezes a profundidade da cava (Figura 4.7). Estas dimensões minimizam os efeitos das condições de contorno artificiais nas análises (Sjöberg, 1999). Em seguida, as descontinuidades são modeladas explicitamente realizando cortes no bloco representando a geometria das descontinuidades dentro de uma região determinada. Dentro desta região as rupturas se desenvolvem totalmente sem serem influenciadas pelas condições de contorno artificiais (Figura 4.7a). Depois são escolhidas as relações constitutivas, tanto para o material intacto, como para as descontinuidades. As relações constitutivas utilizadas tanto para o material intacto como para as descontinuidades são do tipo elasto-plástico perfeito. As propriedades correspondentes ao material intacto e às descontinuidades se encontram indicados no item 4.3.1. A seguir são estabelecidas as condições que definem o estado inicial do modelo e as condições de contorno (de deslocamentos e/ou de forças). As condições iniciais, tensões *in-situ*, correspondem ao peso próprio do material argamassa. As condições de contorno foram as seguintes: contornos laterais fixos na horizontal e contorno inferior fixo na vertical, (Figura 4.7a e b). As condições iniciais, representadas pelo estado inicial de tensões, foram estabelecidas até modelo atingir um estado estável (previamente à etapa de escavação). Finalmente é aplicada uma perturbação nas condições de contorno e é calculada a resposta do modelo. A perturbação é aplicada através da escavação, adotando uma sequência de 25 e 30 m de profundidade. Após cada etapa de escavação, foi atingido o estado estável do modelo, antes de prosseguir com a seguinte etapa de escavação, até alcançar a altura do talude em estudo.

a : altura do modelo;
 l : largura do modelo;
 σ_v : tensão vertical *in-situ*;
 σ_h : tensão horizontal *in-situ* ;

b : largura da cava,
 H : profundidade da cava,
 h : profundidade de seqüência de cava
 k : Coeficiente de empuxo

Figura 4.7 – a) Geometria do modelo para minimizar o efeito dos limites artificiais; b) condições iniciais e de contorno do modelo.

A ruptura do talude e os modos de ruptura, foram identificados através dos indicativos de vetores de deslocamento, vetores de velocidade e zonas de plastificação fornecidos pelo programa *UDEC*. O fator de segurança foi obtido aplicando a técnica da redução da resistência cisalhante. Para o material Mohr-Coulomb, a resistência cisalhante é reduzida progressivamente, tanto do material intacto como das descontinuidades, por um fator F até atingir a ruptura do material, isto pode ser determinado pela eq. (4.1).

$$\frac{\tau}{F} = \frac{c'}{F} + \frac{tg\phi'}{F} \quad (4.1)$$

A eq. (4.1) pode ser reescrita como indicado na eq.(4.2):

$$\frac{\tau}{F} = c^* + tg\phi^* \quad (4.2)$$

e para os fins procurados os parâmetros de resistência podem ser expressos pela eq. (4.3), desta maneira os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb (atrito e coesão do material intacto e das descontinuidades) são reduzidos, e estes valores podem ser introduzidos dentro do modelo de elementos distintos e ser analisados. O fator F obtido finalmente é o valor correspondente ao fator de segurança do talude.

$$c^* = \frac{c'}{F} \text{ e } tg\phi^* = \frac{tg\phi'}{F} \quad (4.3)$$

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste item são tratados de maneira conjunta os resultados e as discussões da avaliação da resistência (via critério empírico Hoek-Brown e via simulação numérica) dos modelos T60 e T45 ensaiados por Brown (1970) e os modos de rupturas em taludes de maciços rochosos fraturados (compreendido pela simulação dos modelos A0, A20, A50 e A80 ensaiados por Singh, 1997, e a simulação dos taludes em diferentes alturas).

5.1 Avaliação dos modelos fraturados T60 e T45 ensaiados por Brown (1970) via critério empírico Hoek-Brown

Pelo fato do critério empírico de Hoek-Brown não considerar a influência da orientação das descontinuidades na resistência dos maciços rochosos fraturados e devido à proximidade existente entre as envoltórias experimentais dos modelos T60 e T45 obtidas por Brown (1970), foi considerada uma resistência experimental equivalente para ambos os modelos, que corresponde à resistência (envoltória) média dos mesmos (Figura 5.1).

Figura 5.1 – Envoltórias experimentais dos modelos T60 e T45 obtidas por Brown (1970), e envoltória experimental média T60-T45.

A avaliação dos modelos T60 e T45 via critério Hoek-Brown foi realizada através das equações correspondentes às versões original, modificada e generalizada.

$$\text{Versão original: } \sigma_I = \sigma_3 + \sigma_{ci} \cdot \sqrt{m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28}} \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + e^{\frac{GSI-100}{9}}}$$

$$\text{Versão modificada: } \sigma_I = \sigma_3 + \sigma_{ci} \cdot \left(m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28}} \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} \right)^{\frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right)}$$

$$\text{Versão generalizada: } \sigma_I = \sigma_3 + \sigma_{ci} \cdot \left(m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28}} \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + e^{\frac{GSI-100}{9}} \right)^{\frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right)}$$

Para determinar os parâmetros representativos de m_i , σ_{ci} e GSI dos modelos T60 e T45, utilizando o método dos mínimos quadrados foram ajustadas as equações de Hoek-Brown (versões original, modificada e generalizada) à envoltória experimental média T60-T45.

O ajuste das equações de Hoek-Brown, para cada versão, foi obtido através dos parâmetros m_i , σ_{ci} e GSI . O ajuste foi realizado através dos quatro critérios seguintes:

1. Os valores dos parâmetros m_i , σ_{ci} e GSI variaram dentro das faixas de valores mostrados na Tabela 3.10. Estas faixas de valores correspondem de 8 a 16 para o m_i ; de 20,1 MPa a 49,6 MPa para o σ_{ci} e de 43 a 65 para o GSI .
2. Os valores dos parâmetros σ_{ci} e GSI variaram dentro das faixas de valores mostrados na Tabela 3.10. Neste caso foi fixado o valor adotado de $m_i = 8$, que corresponde ao valor inferior da faixa de valores de m_i apresentados na Tabela 3.10.
3. Os valores dos parâmetros σ_{ci} e GSI variaram dentro das faixas de valores mostrados na Tabela 3.10. Neste caso foi fixado o valor adotado de $m_i = 16$, que corresponde ao valor superior da faixa de valores de m_i apresentados na Tabela 3.10.
4. Os valores dos parâmetros m_i e GSI variaram dentro das faixas de valores mostrados na Tabela 3.10. Neste caso foi fixado o valor adotado de $\sigma_{ci} = 49,6$ MPa, que corresponde ao valor de σ_{ci} de um bloco cúbico de 2,54 cm de lado (Tabela 3.10).

Os parâmetros de m_i , σ_{ci} e GSI obtidos do ajuste das equações do critério Hoek-Brown nas versões original, modificada e generalizada à envoltória experimental média dos modelos T60-T45, são apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Parâmetros obtidos do ajuste das equações de Hoek-Brown, versões original, modificada e generalizada, à envoltória experimental média T60-T45.

Critério de ajuste	Versão original				Versão modificada				Versão generalizada			
	m_i	σ_{ci}	GSI	Cr	m_i	σ_{ci}	GSI	Cr	m_i	σ_{ci}	GSI	Cr
	--	(MPa)	Peso	(%)	--	(MPa)	Peso	(%)	--	(MPa)	Peso	(%)
1	16	49,6	55,3	99,94	14	40,6	65	99,95	16	49,6	55	99,93
2	8*	49,6	65	97,56	8*	49,6	65	97,17	8*	49,6	65	97,56
3	16*	49,6	55,3	99,94	16*	35,3	65	99,95	16*	49,6	55	99,93
4	16	49,6*	55,3	99,94	11,4	49,6*	65	99,95	16	49,6*	55	99,93

Nota: 1) Critério 1, os valores de m_i , σ_{ci} e GSI variam; Critério 2 e 3, os valores de σ_{ci} e GSI variam, e o valor de m_i permanece fixo; e Critério 4, os valores de m_i e GSI variam, e o valor de σ_{ci} permanece fixo. 2) Cr , coeficiente de correlação; (*) Parâmetros mantidos fixos.

Na Tabela 5.1, os parâmetros obtidos, resultado do ajuste das equações Hoek-Brown sobre a envoltória experimental média dos modelos T60-T45, compreendem 12 grupos, dos quais 5 são diferenciados e são:

1. $m_i = 16$, $\sigma_{ci} = 49,6$ MPa e $GSI = 55,3$ com um coeficiente de correlação, Cr , igual a 99,94 %;
2. $m_i = 14$, $\sigma_{ci} = 40,6$ MPa, $GSI = 65$ e $Cr = 99,95$ %;
3. $m_i = 16$, $\sigma_{ci} = 35,3$ MPa, $GSI = 65$ e $Cr = 99,95$ %;
4. $m_i = 11,4$, $\sigma_{ci} = 49,5$ MPa, $GSI = 65$ e $Cr = 99,95$ %;
5. $m_i = 8$, $\sigma_{ci} = 49,6$ MPa, $GSI = 65$ e $Cr = 97,56$ %.

As envoltórias, correspondentes a cada grupo, expressas em função da tensão normal e cisalhante, são apresentadas na Figura 5.2. Observa-se que os quatro primeiros grupos apresentam envoltórias semelhantes, diferentes do último grupo (Figura 5.2).

Na Figura 5.2 observa-se que a envoltória correspondente aos parâmetros do último grupo (5) subestima a resistência dos modelos fraturados, isto devido ao valor de $m_i = 8$ correspondente ao valor sugerido por Marinos e Hoek (2000). Os valores de σ_{ci} igual a 40,6 MPa e 35,3 MPa correspondentes ao segundo e terceiro grupo, respectivamente, são inferiores a σ_{ci} ($\sigma_{ci} = 49,6$ MPa) da escala dos blocos intactos dos

Figura 5.2 - Envoltórias experimental média T60-T45 e ajustadas correspondentes aos grupos 1 a 5.

modelos fraturados ($\sigma_{ci} = 49,6$ MPa, blocos cúbicos de 2,54 cm de lado), portanto estes valores são inconsistentes para a avaliação dos modelos T60-T45. No caso do primeiro e quarto grupo, os parâmetros resultantes parecem ser os mais consistentes, assim, o valor de $m_i = 16$, no caso do primeiro grupo, é correspondente ao valor sugerido por Hoek e Brown (1997), e, o valor de $m_i = 11,4$ para o quarto grupo está dentro da faixa considerada na Tabela 3.10. Com relação ao GSI (no primeiro e quarto grupo), por tratar-se de modelos de maciços rochosos, sem nenhum tipo de alteração nas condições estruturais e nas condições das descontinuidades, pode ser considerado para os modelos fraturados, como representativo, o valor superior de $GSI = 65$ fornecido pela Tabela 2.5.

Considerando os parâmetros do primeiro grupo, correspondentes às versões original e generalizada, e os parâmetros do quarto grupo correspondentes à versão modificada foram determinadas, a título de comparação, as envoltórias Hoek-Brown respectivas, apresentadas na Figura 5.3. Nesta é observada que as envoltórias correspondentes às versões original, modificada e generalizada são semelhantes, no entanto, quando estas são observadas em tensões normais da ordem de 0 a 0,6 MPa (baixas tensões), observa-se uma diferença significativa na resistência à tração σ_t . Como observado na Figura 5.3a e Figura 5.3c, os ajustes através das versões original e generalizada avaliam uma resistência à tração σ_t não nula para os modelos T60-T45 o qual é completamente inadmissível.

a)

b)

c)

Figura 5.3 – Envoltória experimental média T60-T45 e envoltórias ajustadas Hoek-Brown versão a) original, b) modificada, e c) generalizada.

Por outro lado, na Figura 5.3b o ajuste feito através da versão modificada avalia um σ_t nulo ($\sigma_t=0$) que é consistente com os resultados experimentais. Finalmente os parâmetros representativos para a avaliação da resistência dos modelos T60-T45 correspondem ao quarto grupo. Assim, o valor de $m_i = 11,44$ é próximo do valor (m_i igual a ± 8 , para o gipso) sugerido por Marinós e Hoek (2000). Com respeito ao valor obtido de $GSI = 65$, este corresponde ao valor superior obtido da Tabela 2.5. Os valores de GSI obtidos através dos sistemas RMR_{89}' e Q' , iguais a 43 e 49, respectivamente, resultaram inferiores a 65, o que se traduz numa subestimação do índice de resistência dos modelos fraturados.

5.2 Avaliação dos modelos fraturados T60 e T45 ensaiados por Brown (1970) via simulação numérica

Como parte da avaliação dos modelos T60 e T45 via simulação numérica, primeiramente são abordados os resultados referentes ao estudo paramétrico do modelo T60, como descrito no item 3.3.1; em seguida são tratados os resultados com respeito à simulação do comportamento tensão-deformação dos modelos em questão, e finalmente, como resposta da simulação, são discutidos os modos de ruptura obtidos.

5.2.1 Resultados do estudo paramétrico

Como indicado no item 3.3.1, o modelo T60 submetido à compressão foi analisado no estado plano de deformação, para uma tensão confinante de 3,45 MPa. Nestas condições foi realizado um estudo paramétrico do modelo referido conforme descrito no item 3.3.1. Os resultados foram expressos com relação ao carregamento normalizado de ruptura, σ_{cr} , e ao módulo de deformabilidade, $E_{r(50\%)}$, dos modelos analisados. Neste caso, σ_{cr} é igual à relação σ_{lr}/σ_{ci} , onde, σ_{lr} é o carregamento de ruptura do modelo analisado e σ_{ci} é a resistência à compressão uniaxial de um bloco intacto da escala do modelo analisado ($\sigma_{ci} = 20,1$ MPa correspondente a um bloco de 10,16 x 10,16 x 20,32 cm; Tabela 3.2); $E_{r(50\%)}$ é o coeficiente angular da curva tensão-deformação para 50% do carregamento de ruptura do modelo em análise (50% de σ_{lr}). A Figura 5.4 apresenta a análise de sensibilidade do carregamento de ruptura e do módulo de deformabilidade do modelo T60 em função do módulo de elasticidade E (GPa), coeficiente de Poisson ν , ângulo de atrito ϕ (°), coesão c (MPa), resistência à tração σ_t (MPa), ângulo de atrito das descontinuidades ϕ_f (°) e rigidez normal e

E	2,26	4,51	9,02	11,28	13,53	(GPa)
ν	0,06	0,12	0,24	0,30	0,36	(--)
ϕ	6,2	12,5	25,0	31,2	37,5	(°)
c	1,38	2,75	5,50	6,88	8,25	(MPa)
σ_t	0,69	1,37	2,74	3,43	4,11	(MPa)
ϕ_j	8,6	17,2	34,5	43,2	51,8	(°)
k_n-k_t	70-7	140-14	280-28	350-35	420-42	(MPa/mm)

a)

E	2,26	4,51	9,02	11,28	13,53	(GPa)
ν	0,06	0,12	0,24	0,30	0,36	(-)
ϕ	6,2	12,5	25,0	31,2	37,5	(°)
c	1,38	2,75	5,50	6,88	8,25	(MPa)
σ_t	0,69	1,37	2,74	3,43	4,11	(MPa)
ϕ_j	8,6	17,2	34,5	43,2	51,8	(°)
k_n-k_t	70-7	140-14	280-28	350-35	420-42	(MPa/mm)

b)

Figura 5.4 – Análise de sensibilidade do modelo T60 em relação a) à resistência normalizada, σ_{cr} , e b) ao módulo de deformabilidade, $E_{r(50\%)}$, do modelo T60.

σ_t (MPa), ângulo de atrito das descontinuidades ϕ_j ($^\circ$) e rigidez normal e cisalhante k_n e k_t (MPa/mm). As curvas representam o carregamento normalizado de ruptura (Figura 5.4a) e o módulo de deformabilidade (Figura 5.4b) em função da variação do respectivo parâmetro, mantendo-se constante os demais (Tabela 3.12). Considerando a análise de sensibilidade para ambos os casos, σ_{cr} e E_r , os parâmetros de ν e σ_t não têm influência importante nos acréscimos e decréscimos de σ_{cr} e $E_{r(50\%)}$. Para σ_{cr} os parâmetros de resistência (ϕ , c e ϕ_j) têm similar influência, destacando-se para valores superiores a influência de ϕ e c . Os parâmetros de deformabilidade (E , k_n e k_t) têm influência similar sobre $E_{r(50\%)}$, dos quais k_n e k_t são de maior influência com relação a E . Assim, a análise de sensibilidade indica que a resistência do modelo T60 está governada principalmente pelo ângulo de atrito e a coesão do material intacto e o ângulo de atrito das descontinuidades. Por outro lado, as rigidezes normal e tangencial k_n e k_t , e em menor grau o módulo de elasticidade E , têm uma influência importante no comportamento deformacional do modelo em questão.

5.2.2 Simulação do comportamento tensão-deformação

Conforme descrito no item 3.3.4 foram simulados os comportamentos tensão-deformação dos modelos T60 e T45 através de um processo de retroanálise. Os valores dos parâmetros de entrada do ângulo de atrito ϕ , coesão c , rigidez normal e cisalhante k_n e k_t e os ajustados, correspondentes a cada modelo, são apresentados na Tabela 5.2.

Observa-se na Tabela 5.2 que os parâmetros de resistência do material intacto ajustados discrepam dos parâmetros de entrada numa faixa de $\pm 15\%$, sendo superiores, na maioria dos casos, os parâmetros do modelo T45. Em relação aos parâmetros de rigidez das descontinuidades, foram várias as tentativas para calibrar estes parâmetros, no entanto as discrepâncias permaneceram. Este fato suscitou uma análise mais detalhada nas descontinuidades dos modelos. Assim, como indicado no item 3.3.3, os parâmetros k_n e k_t dependem da tensão normal inicial atuante nas paredes das descontinuidades, σ_n , e por medidas práticas da simulação foi adotado um valor único para σ_n , igual à tensão de confinamento, e no caso do modelo não confinado à tensão de pré-carga, igual a 5 kPa. Desmembrando o aspecto referido a σ_n foi realizada uma análise em ambos os modelos, para determinar as tensões normais atuantes nos contactos.

Tabela 5.2 – Parâmetros de entrada (P.E.) e parâmetros ajustados (P.A.) do modelo fraturado T60 e T45.

Dados do modelo fraturado T60															
$\sigma_3 = 0$				$\sigma_3 = 1,38 \text{ MPa}$			$\sigma_3 = 3,45 \text{ MPa}$			$\sigma_3 = 6,90 \text{ MPa}$			$\sigma_3 = 13,80 \text{ MPa}$		
Material intacto	P.E.	P.A.	(%)	P.E.	P.A.	(%)	P.E.	P.A.	(%)	P.E.	P.A.	(%)	P.E.	P.A.	(%)
ϕ °	32,50	32,50	100%	28,00	23,80	85%	25,00	25,00	100%	25,00	25,00	100%	25,00	26,25	105%
c MPa	4,50	4,50	100%	4,50	3,83	85%	5,50	5,50	100%	7,50	7,50	100%	7,50	7,88	105%
Descontinuidades															
k_n^* MPa/mm	122,00	72,65	60%	180,00	153,00	85%	293,00	293,00	100%	540,00	756,00	140%	1263,00	1389,30	110%
k_t^* MPa/mm	0,30	0,18	60%	6,40	5,44	85%	16,00	16,00	100%	32,00	44,80	140%	64,00	70,40	110%
k_n^{**} MPa/mm	122,00	72,65	60%	180,00	153,00	85%	293,00	293,00	100%	540,00	756,00	140%	1272,00	1399,20	110%
k_t^{**} MPa/mm	0,30	0,18	60%	6,40	5,44	85%	22,00	22,00	100%	42,00	58,80	140%	85,00	93,50	110%

Dados do modelo fraturado T45															
$\sigma_3 = 0$				$\sigma_3 = 1,38 \text{ MPa}$			$\sigma_3 = 3,45 \text{ MPa}$			$\sigma_3 = 6,90 \text{ MPa}$			$\sigma_3 = 13,80 \text{ MPa}$		
Material intacto	P.E.	P.A.	(%)	P.E.	P.A.	(%)	P.E.	P.A.	(%)	P.E.	P.A.	(%)	P.E.	P.A.	(%)
ϕ °	32,50	32,50	100%	28,00	28,00	100%	25,00	30,00	120%	25,00	26,25	105%	25,00	27,50	110%
c MPa	4,50	4,50	100%	4,50	4,50	100%	5,50	6,60	120%	7,50	7,88	105%	7,50	8,25	110%
Descontinuidades															
k_n^* MPa/mm	122,00	122,00	100%	180,00	360	200%	293,00	586	200%	540,00	864	160%	1263,00	1263	100%
k_t^* MPa/mm	0,30	122,00	---	6,40	64	---	16,00	32,0	200%	32,00	51,2	160%	64,00	64,0	100%
k_n^{**} MPa/mm	122,00	122,00	100%	180,00	360	200%	293,00	586	200%	540,00	864	160%	1272,00	1272	100%
k_t^{**} MPa/mm	0,30	122,00	---	8,60	86	---	22,00	44,0	200%	42,00	67,2	160%	85,00	85,0	100%

Nota : (*) Rigidezes correspondentes a um comprimento de descontinuidade de 31,75 mm; e (**) rigidezes correspondentes a um comprimento de descontinuidade de 20,32 mm; parâmetros de entrada (P.E.) e parâmetros ajustados (P.A.).

A análise foi realizada para um carregamento igual à tensão confinante. Nestas condições foram monitoradas as tensões normais σ_n em cada contacto das descontinuidades. Na Figura 5.5 são apresentados os resultados desta análise para um carregamento confinante de 1,38 MPa aplicado nos modelos T60 e T45. A Figura 5.5 apresenta os pontos de contacto nas descontinuidades e as tensões normais obtidas correspondentes a cada nível (altura) dos modelos T60 (Figura 5.5a e b) e T45 (Figura 5.5c e d). Observa-se na Figura 5.5b e d que as tensões normais às paredes das descontinuidades, σ_n , variam numa faixa de 0,20 MPa a 1,80 MPa no modelo T60, e de 0,15 MPa a 1,90 MPa no modelo T45. Para estas os valores correspondentes de k_n e k_t são de 126 MPa/mm a 200 MPa/mm e de 0,71 MPa/mm a 8,36 MPa/mm, respectivamente. Por conseguinte, para o caso do modelo T60, as discrepâncias dos valores de entrada de k_n e k_t com os ajustados são consistentes, já que se encontram dentro das faixas de valores obtidas através das análises. Para o modelo T45 as discrepâncias superam as considerações atribuídas às tensões normais nos contactos das descontinuidades. Uma única medida experimental que pode ser considerada, com respeito a estas discrepâncias, e que foi levada em conta indiretamente na simulação, é o uso de fitas adesivas nos cantos do modelo e um tipo de cola nas paredes das descontinuidades, com a intenção de garantir a configuração inicial e a estabilidade no modelo T45, antes de ser ensaiado. Estas medidas experimentais influenciam em alguma medida a rigidez e a resistência do modelo, principalmente nos ensaiados sem nenhum e baixo confinamento, como se observa nos valores ajustados do modelo T45. Para contornar estas medidas experimentais foi realizado o procedimento que segue.

Primeiramente, utilizando os parâmetros de entrada correspondentes, o modelo matemático T45 ensaiado em compressão uniaxial ($\sigma_3 = 0$), na condição inicial (sem nenhum carregamento), já apresentava instabilidade. Devido a este fato foi procurada a estabilidade do modelo através do ajuste de parâmetros que influenciassem a rigidez do modelo e não a resistência; para este fim, o estudo paramétrico nos levou à escolha dos parâmetros de k_n e k_t . Assim, foram incrementados em proporções iguais os parâmetros de k_n e k_t até o modelo atingir uma condição estável, no entanto, os valores de k_n se mostraram tão elevados que chegaram a influenciar na resistência do modelo, superestimando em grande medida o resultado experimental. Devido a isto optou-se por incrementar individualmente os parâmetros de k_n e k_t até encontrar uma condição

Figura 5.5 – Análise de tensões nas descontinuidades do modelo T60 e T45 para um carregamento de 1,38 MPa. a e c) Pontos de contacto nas paredes das descontinuidades, e, b e d) tensões normais obtidas nos contactos.

estável do modelo. Esta condição foi encontrada através do incremento de k_t até um valor próximo de k_n , e neste caso não foi influenciada a resistência do modelo. De igual forma, mas em menor porcentagem, foram ajustados os parâmetros de k_n e k_t para as tensões confinantes de 1,38 MPa e 3,45 MPa do modelo T45. Para níveis de confinamento elevado (6,90 MPa e 13,80 MPa) as discrepâncias de k_n e k_t encontram-se dentro das inicialmente consideradas (modelo T60).

Na Figura 5.6a e Figura 5.6b são apresentadas as curvas tensão-deformação experimentais, obtidas por Brown (1970), conjuntamente com as resultantes da simulação numérica. Observa-se que as relações tensão-deformação obtidas da simulação, para todas as tensões confinantes, estão compreendidas por três regiões características (Figura 5.6a e b) que são as seguintes:

1. Região elástica, é a região inicial compreendida por uma relação tensão-deformação linear. Nesta região, tanto os blocos intactos como as descontinuidades se encontram num regime linear (ainda não atingiram o estado de plastificação);
2. região de início de plastificação, esta região inicia no término da região elástica, ou seja, quando a relação tensão-deformação se torna não-linear, como resultado do aparecimento de pontos de plastificação no material intacto e do deslocamento entre as descontinuidades;
3. região de plastificação, é a região final onde a curva tensão-deformação apresenta uma relação quase linear ou residual. Nesta região se considera a ruptura global do modelo, representada por numerosos setores de plastificação, assim como deslocamentos excessivos, e em alguns casos a rotação dos blocos.

Nos modelos T60 e T45, para todas as tensões de confinamento (0 a 13,80 MPa), a região inicial se encontra entre os intervalos de deformação total axial de 0,00 a 0,50 % e de 0 a 0,75 % respectivamente; acima destas deformações se encontra a região de início de plastificação que se desenvolve até atingir a plastificação global do modelo (ruptura). As curvas tensão-deformação retroanalizadas dos modelos T60 e T45 resultaram coerentes com as experimentais, embora, as diferenças existentes possam ser atribuídas aos mecanismos de ruptura desenvolvidos no processo físico de ruptura dos blocos, os quais afetam as propriedades resistentes ao longo do processo. Esta variação das propriedades resistentes não é levada em conta nos modelos constitutivos utilizados como indicado no item 3.3.4.

a)

b)

Figura 5.6 – Curvas tensão-deformação experimentais de Brown (1970) e simuladas dos modelos a) T60 e b) T45.

Os resultados das retroanálise do modelo T45 se encontram mais coerentes com os resultados experimentais; isto é atribuído ao fato de que neste modelo as descontinuidades tiveram maior contribuição no processo de ruptura, diferentemente do modelo T60. Isto foi revelado nas análises numéricas através de superfícies plastificadas paralelas às descontinuidades para o estado de ruptura do modelo T45. No caso do modelo T60, as superfícies de ruptura foram desenvolvidas principalmente através dos blocos intactos, como se evidencia nos modos de ruptura apresentados posteriormente. Finalmente, os carregamentos de ruptura (σ_1 e σ_3) para o modelo T60 (Figura 5.7a) e T45 (Figura 5.7b) obtidos pela retroanálise mostram-se coerentes com os obtidos experimentalmente por Brown (1970), assim como se apresenta na Figura 5.7.

a)

b)

Figura 5.7 – Envolvórias de resistência experimentais de Brown (1970) e simuladas do modelo a) T60 e b) T45.

5.2.3 Modos de ruptura resultantes da simulação dos modelos fraturados T60 e T45

Através dos resultados obtidos da simulação do comportamento tensão-deformação dos modelos fraturados T60 e T45, interpretaram-se cinco modos de ruptura com base na classificação de Brown (1970). Os modos de ruptura foram:

a) Ruptura por clivagem axial (Figura 5.8a)

Este modo de ruptura foi observado por Brown (1970) no modelo T60 ensaiado em compressão uniaxial.

Na Figura 5.8b, os resultados da análise numérica do modelo T60, para condições não confinadas ($\sigma_3=0$), apresentam pontos de ruptura por tração com direção vertical e subvertical (45° em relação às juntas não persistentes) ao longo do modelo. A ruptura por tração é uma característica da ruptura por clivagem. Os setores de maior concentração de tensões foram do lado das descontinuidades não persistentes (Figura 5.8c e d), os quais se encontram em correspondência com os pontos de ruptura por tração. Assim mesmo, observou-se que nas partes superiores e laterais do modelo foram desenvolvidos mecanismos de translação e rotação entre os blocos, Figura 5.8e.

b) Ruptura por planos compostos (Figura 5.9a)

A ruptura por planos compostos está conformada parcialmente por blocos intactos e por descontinuidades. Este modo de ruptura foi observado por Brown nos modelos T60 ensaiados a uma tensão confinante de 1,38; 3,45 e 6,90 MPa. Os resultados das análises numéricas, para estas três tensões confinantes, apresentaram características semelhantes de acordo com os setores de plastificação, distribuição de tensões e vetores de deslocamento. Por esta razão, só são apresentados os resultados do modelo T60 ensaiado com tensão confinante de 3,45 MPa (Figura 5.9). Na Figura 5.9b observa-se que os pontos de plastificação estão de acordo com setores que podem ser interpretados como planos de ruptura. Neste caso estes planos encontram-se atravessando tanto os blocos intactos como as descontinuidades, desenvolvendo planos de ruptura compostos. A Figura 5.9c e d apresentam a concentração de tensões nos setores adjacentes às juntas não persistentes, que se encontra em correspondência com os setores plastificados. Os pontos de plastificação e os vetores de deslocamento evidenciam o aparecimento de duas superfícies de rupturas entrecruzadas

(Figura 5.9b e e). A primeira encontra-se orientada na direção das juntas não persistentes e a segunda, que cruza a primeira, a 45°, aproximadamente, em relação à horizontal.

c) *Ruptura por planos múltiplos* (Figura 5.10a)

Este modo de ruptura foi observado por Brown nos modelos T60 e T45 ensaiados a uma tensão confinante de 13,80 MPa. Este modo de ruptura foi interpretado nos modelos simulados T60 e T45 para altas tensões de confinamento ($\sigma_3 = 13.80$ MPa). Os resultados da simulação mostraram pontos de plastificação nos blocos, formando linhas subverticais, que representariam planos de ruptura, como apresentado na Figura 5.10b e Figura 5.10c. Os pontos de plastificação se encontram cobrindo aproximadamente 80 % da seção analisada. Para estas condições de confinamento, foram desenvolvidos mecanismos de translação e deformação axial entre blocos (Figura 5.10g, Figura 5.10d e Figura 5.10e).

d) *Ruptura por cavalgamento* (Figura 5.11a)

A ruptura por cavalgamento é típica em condições de baixas tensões de confinamento, onde as condições cinemáticas permitem a separação entre blocos e a dilatação do corpo de prova. No modelo T45 foram observados por Brown dois modos de ruptura. O primeiro, e mais predominante, foi por cavalgamento; e o segundo, menos predominante, foi por clivagem axial. Na Figura 5.11b os pontos de ruptura por tração orientados na direção axial do modelo, podem ser interpretados como ruptura por clivagem dos blocos intactos. Na Figura 5.11e a separação dos blocos e a direção dos vetores de deslocamento são indicativos de que o modelo está se dilatando como produto dos mecanismos de translação e rotação entre os blocos. Como resultado da análise numérica, observa-se uma concentração de tensões entre as descontinuidades não persistentes (Figura 5.11c e d). Os mecanismos de deslocamentos envolvidos no modelo foram de rotação e de translação entre blocos, sendo a rotação predominante neste caso (Figura 5.11e).

e) *Rupturas complexas* (Figura 5.12a)

Este modo de ruptura foi observado por Brown (1970) no modelo T45 para as tensões confinantes de 1,38; 3,45 e 6,90 MPa. Devido à semelhança dos resultados da análise numérica do modelo T45 com as tensões confinantes referidas, só são apresentados os resultados para σ_3 de 3,45 MPa. Na Figura

5.12b os resultados das análises numéricas mostraram setores de plastificação e pontos de ruptura por tração, definindo planos de ruptura complexos que atravessam os blocos intactos e as descontinuidades. Na Figura 5.12c se observa uma distribuição de tensões mais uniforme, com uma orientação da tensão principal maior na direção axial do modelo. Os mecanismos de deslocamentos desenvolvidos nos modelos apresentam rotação dos blocos conjuntamente com a translação entre eles. O mecanismo de rotação é diminuído conforme a tensão de confinamento se incrementa.

Figura 5.8 – Ruptura por clivagem axial no modelo T60 ($\sigma_3 = 0$). a) Resultado experimental. Resultado numérico do modelo T60 de: b) pontos de plastificação, c) distribuição de tensões principais maior e menor, d) isolinhas de tensões máximas, e) vetores de deslocamento.

Figura 5.9 – Ruptura por planos compostos modelo T60 ($\sigma_3 = 1,38; 3,45; \text{ e } 6,90 \text{ MPa}$). a) Resultado experimental. Resultado numérico do modelo T60 (para σ_3 igual a 3,45 MPa) de: b) pontos de plastificação, c) distribuição de tensões principais maior e menor, d) curvas isolinhas de tensões máximas, e e) vetores de deslocamento.

Figura 5.10 – Ruptura por planos múltiplos dos modelos T60 e T45 ($\sigma_3 = 13,80 \text{ MPa}$).
a) Resultado experimental. Resultado numérico de: b e c) pontos de plastificação, e d e e) vetores de deslocamento dos modelos T60 e T45 respectivamente.

Figura 5.11 – Ruptura por cavilamento e clivagem axial T45 ($\sigma_3 = 0$). a) Resultado experimental. Resultado numérico de: b) pontos de plastificação, c) distribuição de tensões principais maior e menor, d) isolinhas de tensões máximas, e) vetores de deslocamento.

Figura 5.12 – Ruptura complexa modelo T60 ($\sigma_3 = 1,38; 3,45; \text{ e } 6,90 \text{ MPa}$). a) Resultado experimental. Resultado numérico do modelo T60 (para um σ_3 igual a 3,45 MPa) de: b) pontos de plastificação, c) distribuição de tensões principais maior e menor, d) isolinhas de tensões máximas, e e) vetores de deslocamento.

5.3 Modos de ruptura em taludes de maciços rochosos fraturados

Como indicado no início do presente capítulo, a abordagem dos modos de ruptura em taludes de maciços rochosos fraturados compreende a simulação dos modelos A0, A20, A50 e A80 ensaiados por Singh (1997) e a simulação dos taludes a diferentes alturas.

5.3.1 Simulação numérica dos modelos fraturados ensaiados por Singh (UDEC)

Os resultados das curvas tensão-deformação, dos modelos A0, A20, A50 e A80, obtidas através da simulação numérica, e as obtidas experimentalmente por Singh são apresentadas de maneira conjunta na Figura 5.13.

Figura 5.13 - Curvas tensão-deformação experimentais (Singh, 1997) e simuladas (UDEC) dos modelos fraturados: a) A0; b) A20; c) A50; e d) A80.

Para simular o comportamento tensão-deformação dos modelos foi preciso o ajuste de alguns parâmetros que serão discutidos posteriormente. Na Tabela 5.3 são apresentados os parâmetros de entrada, que foram obtidos por Singh, e os parâmetros ajustados resultado da simulação.

Tabela 5.3 – Parâmetros de entrada (Singh, 1997) e parâmetros ajustados dos modelos fraturados A0, A20, A50 e A80.

Parâmetros		Singh (1997)	Simulação numérica (UDEEC)			
			A0	A20	A50	A80
γ_d	kN/m ³	16,86	16,86	16,86	16,86	16,86
σ_{ii}	MPa	2,49	2,49	2,49	2,49	2,49
E_i	GPa	5,34	5,34	5,34	5,34	5,34
ν_i		0,19	0,19	0,19	0,19	0,19
c_i^*	MPa	4,67	3,65	1,65	4,67	4,67
ϕ_i	°	33	33	33	33	33
ϕ_j	°	37	37	37	37	37
k_n^*	(MPa/mm)	--	570	91	24	172
k_t^*	(MPa/mm)	--	28	7	0,02	12
σ_n	MPa	--	5,30	1,30	0,001	2,30

Nota : (*) Parâmetros ajustados

Como descrito no item 4.1.2, as curvas tensão-deformação apresentam uma série de características, das quais nem podem ser representadas através da simulação.

No início as curvas tensão-deformação dos modelos A0, A20 e A80 apresentam um comportamento não-linear côncavo para acima, que se deve ao fechamento das descontinuidades e ao efeito do posicionamento inicial do corpo de prova, como indicado por Singh (1997). O modelo constitutivo empregado para a simulação do comportamento das descontinuidades é o elasto-plástico perfeito; neste modelo, o comportamento de deformação das descontinuidades na direção normal e cisalhante obedece a uma relação linear, porém não pode representar o início das curvas tensão-deformação (fechamento das descontinuidades) dos modelos A0, A20 e A80. Assim, a simulação das curvas tensão-deformação dos modelos é realizada a partir do comportamento linear desta.

Na simulação primeiramente foram ajustados os parâmetros k_n e k_t através da tensão inicial normal às descontinuidades, σ_n (considerando a mesma para todas as

descontinuidades). Esta tensão normal foi assumida próxima à tensão desviadora atuante a partir do comportamento linear das curvas tensão-deformação. Assim, no modelo A0 foi considerado um $\sigma_n = 5,30$ MPa, cujos valores correspondentes de k_n e k_t são 570 MPa/mm e 28 MPa/mm, respectivamente; já para o modelo A50 foi considerado um $\sigma_n = 0,001$ MPa, neste caso os valores correspondentes de k_n e k_t são 24 MPa/m e 0,02 MPa/m, respectivamente. Os demais valores apresentam-se na Tabela 5.3. Os modelos A50 e A80, antes dos ensaios apresentaram instabilidade. Singh (1997) indica o uso de fitas adesivas nos cantos dos modelos para contornar esta instabilidade. Uma maneira indireta de levar em conta estas medidas experimentais na simulação numérica foi através da aplicação de uma carga confinante e um incremento do atrito na interface entre a placa e os blocos. O carregamento confinante foi da ordem de 35 kPa e o ângulo de atrito na interface entre a placa e face dos blocos de 5°.

A ruptura do modelo A0 foi obtida para um valor de $c = 3,65$ MPa, que discrepa em 15% do valor obtido por Singh (1997). Uma maior discrepância se obteve no modelo A20, em que a ruptura foi obtida para um valor de $c = 1,65$ MPa. Isto é atribuído à variação dos parâmetros de resistência ao longo do processo de ruptura, que não foram levados em conta nas simulações. Para isto seria necessário utilizar um modelo que simule o amolecimento (degradação da resistência) do material, que não foi utilizado como indicado no item 3.3.4. Por outro lado, as curvas tensão-deformação dos modelos A50 e A80 se mostram coerentes com os resultados experimentais obtidos por Singh.

Com respeito aos modos de ruptura, os resultados obtidos por Singh (1997) através de ensaios experimentais e os obtidos através da simulação numérica são apresentados na Figura 5.14 a Figura 5.17.

Na Figura 5.14a apresenta-se um esquema do modo de ruptura por clivagem axial (*splitting*), obtido por Singh (1997) no ensaio do modelo A0. Como indicado no item 4.1.2.2, a ruptura por clivagem axial é caracterizada pela ruptura por tração do material e a formação de planos de ruptura na direção axial do carregamento. Os resultados obtidos através da simulação numérica discrepam com respeito ao modo de ruptura observado por Singh (1997). O resultado numérico (Figura 5.14b e c), através dos pontos de plastificação e os vetores de velocidade, mostra que a ruptura do modelo A0 é por cisalhamento do material formando dois planos de ruptura entrecruzados. Na Figura 5.14d se evidenciam setores de concentração de tensões próximos às descontinuidades não persistentes.

Figura 5.14 – a) Ruptura por clivagem axial, Singh (1997). Resultado numérico do modelo A0 de: b) pontos de plastificação, c) vetores de deslocamento, e d) isolinhas de tensões máximas.

O modo de ruptura por cisalhamento, esquematizado na Figura 5.15a, foi obtido por Singh no modelo A20. Os resultados numéricos mostram pontos de plastificação em diferentes setores do modelo (Figura 5.15b).

Estes setores não definem claramente uma superfície de ruptura. Porém, na Figura 5.15c os vetores de deslocamento indicam a separação do modelo por um setor diagonal a este. A concentração de tensões no modelo está em correspondência com os setores de plastificação, e da mesma forma que no modelo A0, em setores próximos das descontinuidades não persistentes.

Figura 5.15 – a) Ruptura por cisalhamento, Singh (1997). Resultado numérico do modelo A20 de: b) pontos de plastificação, c) vetores de deslocamento, e d) isolinhas de tensões máximas.

No modelo A50 o modo de ruptura obtido por Singh foi de deslizamento, como esquematizado na Figura 5.16a. Esta, por sua vez, envolve o deslizamento através das descontinuidades, no entanto em alguns casos se podem somar a rotação dos blocos e a ruptura do material intacto, conforme item 4.1.2. Os resultados numéricos não mostraram ruptura através do material intacto (pontos de plastificação, Figura 5.16b). Na Figura 5.16c os vetores de deslocamento indicam a ruptura por deslizamento através das descontinuidades contínuas (orientadas a 50° com relação à horizontal), e somada a esta, a queda de blocos no setor esquerdo e direito do modelo.

Neste caso foi observada, no canto superior direito do modelo, uma concentração de tensões devido ao contacto entre a aresta de um bloco e a placa de carregamento (Figura 5.16d).

Figura 5.16 – a) Ruptura por deslizamento, Singh (1997). Resultado numérico do modelo A50 de: b) pontos de plastificação, c) vetores de deslocamento, e d) isolinhas de tensões máximas.

O modo de ruptura por rotação, foi obtido por Singh no ensaio do modelo A80, o qual se encontra esquematizado na Figura 5.17a. Como indicado no item 4.1.2, a ruptura por rotação envolve mecanismos de translação e grandes deslocamentos no modelo e a ausência da ruptura através do material intacto. Na Figura 5.17b, é evidenciado este último fato, já que não há indicativos (pontos de plastificação e pontos de ruptura por tração) de ruptura no mesmo, no entanto, na Figura 5.17c se pode observar que os setores de maior concentração de tensões são os blocos centrais adjacentes à placa de carregamento. Estes compõem a coluna de blocos que suporta a maior carga do modelo.

Os mecanismos de translação e grandes deslocamentos no modelo, são evidenciados pelos vetores de deslocamento apresentados na Figura 5.17d.

Figura 5.17 – a) Ruptura por rotação, Singh (1997). Resultado numérico do modelo A80 de: b) pontos de plastificação, c) curvas isóbaras de tensões máximas, e d) vetores de deslocamento.

5.3.2 Simulação dos modos de ruptura em taludes de maciços rochosos fraturados

Como indicado no item 4.3 os taludes são simulados como parte do modelo de uma escavação a céu aberto; assim alguns resultados são apresentados com relação aos estágios de escavação. Neste item, primeiramente são apresentados os resultados referidos aos modos de ruptura e em seguida os resultados relacionados à influência do tamanho do bloco na estabilidade do talude.

Na Figura 5.18 Figura 5.19 são apresentados os resultados dos modelos T300/10/0° (altura do talude = 300 m; tamanho do bloco = 10m; e orientação dos blocos em relação à horizontal = 0°), T300/10/20°, T300/10/50° e T300/10/80°, referidos aos

deslocamentos acumulados, obtidos ao término de cada estágio de escavação. A escavação é realizada em 10 estágios, cada um com uma profundidade de 30 m, até alcançar a profundidade final de 300 m. Os deslocamentos são obtidos através de pontos monitorados localizados na crista, na face e no pé dos taludes.

a)

b)

Figura 5.18 – Análise de estabilidade da escavação através dos deslocamentos monitorados na crista do talude: a) $T300/10/0^\circ$, $T300/10/20^\circ$ e $T300/10/50^\circ$; e b) $T300/10/80^\circ$ em função dos estágios de escavação.

Através das medidas de deslocamentos pode-se identificar a condição estável ou instável dos taludes. Dentro destas duas condições, estável e instável, é importante caracterizar as fases de ruptura estável e progressiva. A fase de ruptura estável corresponde a um início do processo de plastificação onde a taxa de deslocamento permanece relativamente constante. Isto se deve à redistribuição de tensões (diminuição da relação entre as forças atuantes e resistentes), que resulta na desaceleração do movimento, tornando o talude mais estável com o tempo. A fase progressiva se caracteriza pelo incremento significativo dos deslocamentos, levando o talude ao colapso devido à redução da resistência ao cisalhamento.

Na Figura 5.18a são apresentados os deslocamentos acumulados na direção x , δ_x na crista dos taludes T300/10/0°, T300/10/20° e T300/10/50°. Os resultados mostraram que os taludes se encontram numa condição estável até o término da escavação (estágio 10). Observa-se a fase de ruptura estável composta por um comportamento elástico (estágio 7) seguido por uma fase de aceleração e desaceleração, conseqüente do início do processo de plastificação e da redistribuição de tensões. Esta fase se desenvolve até o término da escavação (estágio 10).

Na Figura 5.18b, correspondente ao talude T300/10/80°, observa-se inicialmente a fase de ruptura estável, compreendida pelo comportamento elástico (estágio 7) e o início do processo de plastificação (estágio 9). Em seguida o talude se torna cada vez menos estável conforme a escavação é executada. No último estágio de escavação os deslocamentos são crescentes até indicarem o colapso (fase progressiva ou instável). Neste caso a linha de transição entre as fases estável e instável foi inferida de acordo com o incremento abrupto dos deslocamentos na escavação do último estágio.

Na Figura 5.19a e Figura 5.19b são apresentados os deslocamentos monitorados na face e no pé, respectivamente, dos taludes T300/10/0°, T300/10/20°, T300/10/50° e T300/10/80° em função da seqüência de escavação. Através dos deslocamentos monitorados, observa-se que os taludes encontram-se estáveis. Para o caso do talude T300/10/80°, significa que a ruptura não é global e sim local. Assim, através dos vetores de velocidade apresentados na Figura 5.20a e Figura 5.20b pode-se observar que a ruptura do talude T300/10/80° é por tombamento dos blocos na região superior (Figura 5.20b), isto como uma conseqüência dos deslocamentos acumulados na região inferior do talude. A região da ruptura compreende, aproximadamente, desde 150 m atrás da crista até um nível de 120 m de profundidade na face do talude. Os deslocamentos

acumulados, medidos na crista do talude T300/10/80° até antes de atingir a ruptura, alcançaram os 17 cm.

Através da técnica de redução de resistência cisalhante foram levados ao colapso os taludes T300/10/0°, T300/10/20° e T300/10/50°. Os três taludes romperam para um fator de redução $F=3$. Nos taludes os modos de ruptura obtidos foram do tipo rotacional, cada um com características particulares, como podem ser observadas na Figura 5.21 a Figura 5.23.

a)

b)

Figura 5.19 - Análise de estabilidade da escavação através dos deslocamentos monitorados a) na face b) e no pé dos taludes T300/10/0°, T300/10/20°, T300/10/50° e T300/10/80° em função dos estágios de escavação.

Job Title : TALUDE:P. 300m; A.50; Fam=0 90 ; k=1,5 jfri=37 c=2.5e6 fri=24
 From file : es10.sav

a)

Job Title : TALUDE:P. 300m; A.50; Fam=0 90 ; k=1,5 jfri=37 c=2.5e6 fri=24
 From file : es10.sav

b)

Figura 5.20 – Vetores deslocamento no talude T300/10/80°.

No talude T300/10/0° (Figura 5.21a) a ruptura de modo rotacional está definida, começando da parte superior, 300 m atrás da crista, segue uma trajetória curva até alcançar o nível do pé do talude e continua até chegar no mesmo. Neste caso a ruptura alcança o nível do pé do talude (- 300 m). Isto se deve ao fato de que as descontinuidades se encontram orientadas horizontalmente. A região de maior plastificação encontra-se no corpo do talude, a qual está contornada por uma região onde as tensões foram redistribuídas (Figura 5.21b)

a)

b)

Figura 5.21 – Talude T300/10/0°: a) Vetores velocidade; e b) regiões de plastificação para um fator de redução $F=3$.

No talude T300/10/20° (Figura 5.22a e b) a ruptura de modo rotacional está definida, começando da parte superior, 250 m atrás da crista, segue uma trajetória curva até alcançar o nível de -350 m (50 m abaixo do nível do pé do talude) e continua até chegar ao pé do talude. Devido à orientação dos blocos o intertravamento influencia a ruptura do talude. Neste caso as tensões cisalhantes se concentram mais próximas do pé do mesmo, resultando numa região de plastificação mais profunda e próxima do pé do talude (Figura 5.22b).

a)

b)

Figura 5.22 – Talude T300/10/20°: a) Vetores velocidade; e b) regiões de plastificação para um fator de redução $F = 3$.

No talude T300/10/50° (Figura 5.23a e b) a ruptura está definida, começando da parte superior, 325 m atrás da crista, segue uma trajetória curva até alcançar o nível de -350 m (50 m abaixo do nível do pé do talude) e continua até chegar ao pé do talude. Da mesma forma que no talude T300/10/20°, o intertravamento causa uma maior concentração de tensões cisalhantes na região do pé do talude, que é representada através da região de plastificação apresentada na Figura 5.23b. Neste caso se deve destacar que a plastificação se desenvolveu principalmente na região do pé do talude.

a)

b)

Figura 5.23 – Talude T300/10/50°: a) Vetores velocidade; e b) regiões de plastificação para um fator de redução $F = 3$.

Como pode ser observado na Figura 5.21 a Figura 5.23, a região de plastificação não alcança a parte superior do talude, isto se deve a que a ruptura nesta região se desenvolve através das descontinuidades, devido as condições de baixo confinamento.

Como apresentado na Figura 5.24, foram nove os taludes analisados como parte de uma escavação a céu aberto até as profundidades de 10, 100 e 300 m de profundidade, para diferentes tamanhos de blocos, orientados num ângulo $\theta = 80^\circ$ em relação à horizontal. O ângulo de $\theta = 80^\circ$ condiciona rupturas estruturalmente controladas, onde o tamanho do bloco desempenha um papel importante na ruptura do talude.

As análises foram desenvolvidas para uma relação de tensões iniciais horizontal e vertical, k , de 1,0; 1,5 e 2,0. Os maciços rochosos correspondentes a cada altura de talude foram classificados utilizando a classificação geomecânica RMR_{89} .

Figura 5.24 – Taludes de maciços rochosos fraturados configurados por blocos quadrados de: a) 0,30; b) 0,50; c) 1 m; d) 3 m; e) 5 m; f e g) 10 m; h) 25 m; i) 50 m de lado.

Na classificação foram utilizadas duas metodologias; a convencional, RMR_{89}' , e a metodologia que leva em conta a escala do maciço rochoso (altura do talude) através do tamanho típico de bloco, $TBD (RMR_{89}'')$. Através das análises é abordada a influência do tamanho do bloco na estabilidade do talude. A influência do tamanho do bloco é expressa através da classificação geomecânica. Os resultados são apresentados na Tabela 5.4 com relação a: profundidade de escavação, tamanho do bloco, orientação do bloco, RMR_{89}' , RMR_{89}'' (considerando a altura do talude) e fator de segurança.

Tabela 5.4 – Resultados da influência do tamanho no bloco na estabilidade dos taludes

Talude	Profundidade da cava (m)	Tamanho do bloco (m)	Orientação do bloco (°)	RMR_{89}'	RMR_{89}''	Fator de Segurança (FS)		
				Peso	Peso	$k=1,0$	$k=1,5$	$k=2,0$
T10/0,3/80°	10	0,30	80	66	64	1,00	1,00	1,00
T10/0,5/80°	10	0,50	80	68	66	2,00	2,00	2,00
T10/1/80°	10	1	80	71	68	>3,50	>3,50	>3,50
T100/3/80°	100	3	80	77	64	1,00	1,00	1,00
T100/5/80°	100	5	80	77	66	1,50	1,50	1,50
T100/10/80°	100	10	80	77	68	2,50	2,50	2,50
T300/10/80°	300	10	80	77	65	1,00	1,00	1,00
T300/25/80°	300	25	80	77	67	1,70	1,70	1,50
T300/50/80°	300	50	80	77	70	2,50	2,50	2,00

Nota: RMR_{89}'' : Sistema de classificação do maciço rochoso considerando a altura do talude.

Com exceção dos modelos T300/25/80° e T300/50/80°, os resultados para $k = 1$; 1,5 e 2 não mostraram diferenças com relação à estabilidade (Fator de segurança). No caso dos modelos T300/25/80° e T300/50/80° os fatores de segurança para um $k = 2$, foram menores que para $k=1$ e 1,5. Estes resultados se devem a que as rupturas na maioria dos casos foram dominadas pelas descontinuidades.

Na Figura 5.25 são apresentados os resultados das análises de estabilidade dos taludes de 10, 100 e 300 m de profundidade em função de RMR_{89}' e o fator de segurança para um $k = 1,5$. No caso do talude de 10 m de profundidade observa-se um incremento do fator de segurança, com relação ao acréscimo de RMR_{89}' . Assim, para um RMR_{89}' de 68 o fator de segurança correspondente é $FS = 2$; e para um RMR_{89}' de 71 o fator de segurança correspondente é $FS > 3,5$. Isto significa que para um maior RMR_{89}' o talude de 10 m será mais estável, o qual resulta ser coerente. Já para os taludes de 100 e 300 m de profundidade, analisados para cada tamanho de bloco correspondente (no caso do talude de 100 m de profundidade blocos quadrados de 3, 5 e 10 m; e no caso do talude de 300 m de profundidade blocos quadrados de 10, 25 e 50 m de lado) o $RMR_{89}' = 77$ é igual em todos os casos com o incremento de FS . Neste caso

FS aumenta com o acréscimo do tamanho do bloco e sem a variação de RMR_{89}' . Isto não é coerente já que RMR_{89}' tem uma relação direta com a resistência do maciço. É evidente que RMR_{89}' não leva em conta a variação do tamanho do bloco para blocos maiores que 2 m.

Na Figura 5.26 são apresentados os resultados das análises de estabilidade dos taludes de 10, 100 e 300 m de profundidade em função de RMR_{89}'' (metodologia que leva em conta a escala do talude) e o fator de segurança para um $k = 1,5$. Observa-se que para os taludes de 10, 100 e 300 m existe um incremento do fator de segurança com o acréscimo de RMR_{89}'' o qual resulta coerente (maior RMR_{89}'' maior resistência do maciço). Observa-se que os valores de RMR_{89}'' de 64 e 65 correspondem ao limite inferior da condição estável dos taludes. Os valores de RMR_{89}'' para os taludes de 10 e 100 m de profundidade são equivalentes. Isto se deve à existência de uma mesma relação entre o tamanho do bloco do maciço e a altura do talude. Mesmo assim, observa-se que para um mesmo valor de RMR_{89}'' o fator de segurança do talude de 10 m de profundidade é maior que o do talude de 100m, que está coerente. Por outro lado, comparado o fator de segurança dos taludes de 100 e 300 m de profundidade correspondente ao valor de 2,5, observa-se que para o caso do talude de 300 m de profundidade o RMR_{89}'' correspondente é maior que do talude de 100 m, o que resulta coerente, da mesma forma quando comparados para os outros casos. Assim, para o caso dos taludes de grande porte, RMR_{89}'' parece ser um índice que se correlaciona de maneira coerente com a estabilidade dos mesmos.

Figura 5.25 – Análise de estabilidade para taludes de 10, 100 e 300 m de profundidade em função de RMR_{89}' para um $k = 1,5$.

Figura 5.26 – Análise de estabilidade para taludes de 10, 100 e 300 m de profundidade em função de RMR_{89} para um $k = 1,5$.

6 CONCLUSÕES

Algumas conclusões podem ser obtidas a partir dos aspectos abordados nos capítulos anteriores:

1. O método dos elementos distintos mostrou ser aplicável para simular modelos físicos reduzidos de maciços rochosos com juntas persistentes e não persistentes;
2. O estudo paramétrico permitiu conhecer a influência dos principais parâmetros de resistência e deformabilidade, tanto dos blocos intactos como das descontinuidades, no comportamento tensão-deformação dos modelos T60 e T45;
3. A simulação do comportamento tensão-deformação dos modelos T60 e T45, através das retroanálise, se mostrou consistente com os resultados experimentais de Brown (1970); mostrando, mais uma vez, a aplicabilidade das ferramentas numéricas no desenvolvimento do estudo da resistência de blocos fraturados;
4. Os carregamentos de ruptura dos modelos T60 e T45 (σ_1 e σ_3) obtidos pela retroanálise mostram-se coerentes com os obtidos experimentalmente por Brown (1970);
5. A avaliação da resistência dos modelos T60 e T45 aplicando o critério de Hoek-Brown mostrou resultados coerentes em comparação com os resultados experimentais;
6. O critério de Hoek-Brown modificado mostrou maior consistência que os critérios original e generalizado na determinação da resistência à tração nula nos modelos físicos T60 e T45;
7. Os modos de ruptura resultantes das análises numéricas dos modelos (T60, T45, A20, A50 e A80) se mostraram coerentes com as observações experimentais de Brown (1970) e de Singh (1997). Como foi considerado inicialmente, o efeito

tridimensional, para os modelos simulados, não teve influência significativa no modo de ruptura resultante, como verificado nos resultados experimentais;

8. A simulação do comportamento tensão-deformação dos modelos A50 e A80 se mostra consistente com os resultados experimentais de Singh (1997). Por outro lado, nos modelos A0 e A20 os parâmetros ajustados mostraram consideráveis discrepâncias com relação aos parâmetros experimentais. Isto se deve a que o modelo utilizado não simula o amolecimento do material;
9. A simulação dos taludes de 300 m de profundidade, configurados por blocos quadrados de 10, 25 e 50 m de lado, mostrou a influência da orientação do intertravamento entre blocos em relação à superfície potencial de colapso no modo de ruptura do talude. Assim, um maior intertravamento entre blocos na direção da superfície potencial de colapso produz uma maior concentração de tensões mais próxima do pé do talude, gerando assim uma superfície de ruptura mais profunda em relação ao nível do pé do talude;
10. A aplicação de RMR_{89}' para taludes (maciços) de grande porte mostrou não ter uma relação coerente com a estabilidade dos mesmos;
11. Através de RMR_{89}'' foi possível observar a influência do tamanho do bloco na estabilidade dos taludes de grande porte. Assim, a classificação de um maciço rochoso de grande porte através do RMR_{89}'' se mostra mais consistente que através do RMR_{89}' .

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BANDIS, S.; LUMSDEN, A.C. e BARTON, N. (1983). Fundamentals of rock joint deformation. *Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, v. 20, n. 6, p. 249-268.

BANDIS, S. (1993). Engineering properties and characterization of rock discontinuities. In: *Comp. Rock Engineering. Principles, Practice & Projects*, v.1 Fundamentals, Oxford, Pergamom Press, p. 155-183.

BARTON, N. e CHOUBEY, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, 10, p. 1-54.

BARTON, N.; LIEN, R. e LUNDE, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock mechanics*, 6, p. 189-236.

BEER, G. (1992). Data acquisition and input for numerical analysis. In: *Eurock'92*. 1992, London. Thomas Telford. p. 310-317.

BIENIAWSKI, Z. T. (1974). Estimating the strength of rock materials. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, v. 74, n. 8, p. 312-320.

BIENIAWSKI, Z. T. (1976). Rock mass classification in rock engineering. In: *Exploration for rock engineering, proc. of the symp., Z.T. Bieniawski*, v. 1, p. 97-106.

BIENIAWSKI, Z. T. (1989). Engineering rock mass classifications: A complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering. New York. Jhon Wiley & Sons.

BROWN, E.T. (1970). Strength of models of rock with intermittent joints, J. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 96, SM6, p. 1935-1949.

BROWN, E.T. e TROLLOPE, D. H. (1970). Strength of models of jointed rock, J. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 96, SM2, p. 685-704.

CHEN, W. F. e LIU, X. L. (1990). Limit analysis in soil mechanics. New York. Elsevier Scientific Publishing Company.

CUNDALL, P. (1988). Formulation of a three-dimensional distinct element model – Part I. A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks. Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., v. 25, n. 3, p. 107-116.

DOUGLAS, K. J. e MOSTYN, G. (1999). Rock mechanics for industry. In: Proceedings of the 37th U.S. Rock Mechanics Symposium, v. 1, Amadei, Kranz, Scott, Smeallie. Balkema. Rotterdam.

EINSTEIN, H. H. e HIRSCHFELD, R. C. (1973). Model studies in mechanics of jointed rocks, J. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 99, p. 229-248.

GOODMAN, R. E. (1989). Introduction to rock mechanics. 2º Edição. New York. Wiley.

GRAMBERG, J. (1989). A non-conventional view on rock mechanics and fracture mechanics, Rotterdam, A. A. Balkema.

HOEK, E. (1968). Brittle fracture of rocks, In rock mech. In engineering practice, Stagg e Zienkiewics, London, Wiley, p. 99-124.

HOEK, E. e BIENIAWSKI, Z. T. (1965). Brittle fracture propagation in rock under compression, *Int. J. of fracture mech.* 1-3, p.137-155.

HOEK, E.; BROWN, E. T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. London: Institution of Mining and Metallurgy.

HOEK, E.; BRAY, J.W. (1981). *Rock Slope Engineering*. Institution of Mining and Metallurgy. 3^o Edition. London.

HOEK, E.; BROWN, E. T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of the Geotechnical Division, ASCE*, p.1013-1035.

HOEK, E. (1983). Strength of jointed rock masses, 23^o Rankine Lecture. *Géotechnique*. v. 33, n. 3, p.187-223.

HOEK, E. e BROWN, E. T. (1988). The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. In: *Proc. 15^o Canadian Rock Mech. Symp.* J.H. Curran. Toronto. Civil Engineering Dept., University of Toronto. p. 31-38.

HOEK, E.; WOOD, D. e SHAH, S. (1992). A modified Hoek-Brown failure criterion for jointed rock masses. In: *Proc. Rock characterization, symp. Int. Soc. Rock Mech. Eurock '92*. 1992. London. J. Hudson. p. 209-214.

HOEK, E.; KAISER, P. K. e BAWDEN, W. F. (1995). *Support of underground excavation in hard rock*. Rotterdam. Balkema.

HOEK, E. e BROWN, E. T. (1997). Practical estimatives of rock mass strength. *Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, v. 34, n. 8, p. 1165-1186.

HOEK, E.; MARINOS, P. e BENISSI, M. (1998). Applicability of the Geological Strength Index (*GSI*) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. *Bull. Engg. Geol. Env.*, v. 57, n. 2, p. 151-160.

HOEK, E. e MARINOS, P. (2000). Predicting Tunnel Squeezing. Tunnels and Tunnelling International. Part 1 – November 2000, Part 2 – December, 2000.

HOEK, E. e KARZULOVIC, A. (2000). Rock-Mass properties for surface mines. In: Slope Stability in Surface Mining. Littleton, CO. W. A. Hustrulid, M.K. McCarter and D. J. A. van Zyl. (SME). p. 59-70.

HOEK, E.; CARRANZA, C. e CORKUM, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. In: Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto. v. 1, p. 267-273.

JAEGER, J. C.; COOK, N. G. (1969). Fundamentals of rock mechanics. London. Methuen.

JING, L. (2003). A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical. Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. v.40, n. 3, p. 283-353.

LINS, P. C. (1996). Considerações sobre a Aplicação do Método dos Elementos Finitos a Análise de Estabilidade de Taludes. p. 129. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1996.

MARTIN, C. D.; CHANDLER, N. A. (1994). The progressive fracture of Lac du Bonnet granite. Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., v. 31, n. 6, p. 643-659.

MARINOS, P e HOEK, E. (2000). *GSI* – A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. In: Proc. GeoEng2000 Conference. Melbourne.

PATTON, F. D. (1966). Multiple modes of shear failure in rock. In: Proc. 1º International Congress on Rock Mechanics, Lisboa, v. 1, p. 509-513.

RAMAMURTHY, T. (1993). Strength and modulus response of anisotropic rocks. In: Comprehensive rock engineering, v. 1. Pergamon Press, Oxford, p. 313–329.

RAMAMURTHY, T. e ARORA, V. K. (1994). Strength predictions for jointed rocks in confined and unconfined states. *Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, v. 31, n. 1, p. 9-22.

ROCLAP. User's Manual. (2002). Rock mass strength analysis using the Hoek-Brown failure criterion. Version 1.0, Rocscience, Inc.

SHEOREY, P. R. (1997). *Empirical rock failure criteria*. Balkema. Rotterdam. Brookfield.

SINGH, M. (1997). Engineering behaviour of jointed model materials. Ph. D. Thesis, IIT, New Delhi, India.

SINGH, M.; RAO, K. S. e RAMAMURTHY, T. (2002). Strength and deformational behaviour of a jointed rock mass. *Rock Mechanics. Rock Eng.*, v. 35, n. 1, p. 45– 64.

SJÖBERG, J. (1999). Analysis of Large Scale Rock Slope. p. 682. Tese (Doutoral). Division of Rock Mechanics. Lulea University of Technology. Suécia, 1999.

SRIDEVI, J. e SITHARAM, T. G. (2000). Analysis of strength and moduli of jointed rocks. *Geotechnical and Geological Engineering*, v. 18, p 3-21.

STARFIELD, A. e CUNDALL, P. (1988). Towards a Methodology for Rock Mechanics Modelling. *Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, v. 25, n. 3, p. 99-106.

YUDHBIR, LEMANZA, W. e PRINZL, F. (1983). An empirical failure criterion for rock masses. In: *Proceedings 5th Congress of the international society for rock mechanics*, 1983, Melbourne, Rotterdam, A. A. Balkema, v. 1, p. B1-B8.

UDEC User's Manual, 1993, Version 2.0, Vol1, Itasca Consulting Group, Inc.

ANEXOS

ANEXO I – Valores da constante m_i

Tabela I.1 - Valores de referencia de m_i para diferentes tipos de rocha
(Hoek e Brown 1997).

Tipo de Rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grossa	Média	Fina	Muito Fina
SEDIMENTAR	Clástica		Conglomerado (22)	Arenito 19	Siltito 9	Argilito 4
				Grauvaca (18)		
	Orgânica			Giz 7		
				Carvão (8-21)		
	Não Clástica	Carbonata	Brecha (20)	Calcário Esparítico (10)	Calcário Micrítico 8	
		Química		Gipsito 16	Anidrito 13	
METAMÓRFICA	Não- foliada		Mármore 9	Hornfels (19)	Quartzito 24	
	Levemente foliada		Migmatito (30)	Anfibolito 31	Milonito (6)	
	Foliada*		Gnaisse 33	Xisto (10)	Filito (10)	Ardósia 9
ÍGNEA	Ácida		Granito 33		Riolito (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorito (30)		Dacito (17)	
			Diorito (28)		Andesito 19	
	Básica		Gabro 27	Dolerito (19)	Basalto (17)	
			Norito (22)			
		Piroclástica extrusiva	Brecha vulcânica (20)	Brecha (18)	Turfa (15)	

* Os valores referem-se a ensaios realizados na direção normal à foliação. Os valores de m_i serão significativamente diferentes caso a ruptura ocorra no plano de foliação.

Tabela I.2 - Valores da constante m_i para material intacto de diferentes tipos de rocha.
(Marinos e Hoek, 2000).

(MARTINS & TEIXEIRA, 2000)						
Tipo de Rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grossa	Média	Fina	Muito Fina
SEDIMENTAR			Conglomerado *	Arenito 17±4	Siltito 7±2	Argilito 4±2
		Clástica	Brechas *		Grauvaca (18±3)	Xisto argiloso (6±2) Marga (7±2)
		Carbonatos	Calcário Cristalino (12±3)	Calcário Esparítico (10±2)	Calcário Micrítico (9±2)	Dolomito (9±3)
	Não Clástica	Evaporitos		Gipso 8±2	Anidrita 12±2	
		Orgânica				Giz 7±2
	METAMÓRFICA		Não- foliada	Mármore 9±3	Hornfels (19±4) Metaarenito (19±3)	Quartzito 20±3
		Levemente foliada	Migmatito (29±3)	Anfibolito 26±6	Gnaisse 28±5	
		Foliada **		Xisto 12±3	Filito (7±3)	Ardósia 7±4
ÍGNEA				Granito 32±3	Diorito (25±5)	
	Plutônicas	Claras		Granodiorito (29±3)		
		Escuras	Gabro 27±3	Dolerito (16±5)		
			Norito 20±5			
		Hipabissal	Porfíritos (20±5)		Diabásio (15±5)	Peridotito (25±5)
	Vulcânicas	Lava		Riolito (25±5)	Dacito (25±3)	
				Andesito 25±5	Basalto (25±5)	
		Piroclástica	Aglomerado (19±3)	Brecha (19±5)	Toba (13±5)	

* Conglomerados e brechas podem apresentar uma ampla faixa de valores de m_i dependendo da natureza do material cimentante e o grau de cimentação, assim estes podem variar de valores similares a do arenito até valores de sedimentos de grão fino (inferior a 10).

** Estes valores são referidos a ensaios realizados na direção normal à foliação. Os valores de m_i serão significativamente diferentes caso a ruptura ocorra no plano de foliação.

Nota: Os valores entre parêntesis são estimados. A faixa de valores para cada material depende da granulometria e o intertravamento da estrutura cristalina – os valores altos são associados com o alto intertravamento e as características de atrito.

ANEXO II – Tabelas dos sistemas de classificação geomecânica *RMR* e *Q*

Tabela II.1 – Sistema de classificação geomecânica RMR_{89}
(Bieniawski, 1989)

A. PARÂMETROS DA CLASSIFICAÇÃO E SEUS PESOS

FAIXA DE VALORES									
1	Resistência da rocha intacta	Índice de compressão puntiforme (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	Para resistências menores se recomenda fazer ensaios de compressão uniaxial		
		Resistência à compressão uniaxial (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	Pesos		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Pesos		20	17	13	8	3		
3	Espaçamento das descontinuidades (m)		>2	0,6-2	0,2-0,6	0,06-0,2	<0,06		
	Pesos		20	15	10	8	5		
4	Condição das descontinuidades (ver E)		Superfícies muito rugosas. Não persistentes. Fechadas. Paredes sem alteração	Superfícies pouco rugosas. Abertura <1mm Paredes levemente alteradas.	Superfícies pouco rugosas. Abertura <1mm Paredes muito alteradas.	Superfícies estriadas; ou Preenchimento < 5mm; ou Abertura de 1-5 mm. Persistentes	Preenchimento > 5 mm. ou Abertura >5mm. Persistentes.		
	Pesos		30	25	20	10	0		
5	Ação da água subterrânea	Infiltração por 10 m de túnel (l/m)	Nula	<10	10-25	25-125	>125		
		Relação $(u/\sigma_1)^*$	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Condições gerais	Completamente seco	Umedecido	Úmido	Gotejando	Fluxo abundante		
	Pesos		15	10	7	4	0		

* Relação entre a pressão de água na descontinuidade e a tensão principal maior

B. AJUSTE DOS PESOS PARA A ORIENTAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES

Direção geológica e mergulho da s descontinuidades		Muito favorável	Favorável	Moderado	Desfavorável	Muito desfavorável
Pesos de ajuste	Túneis ou minas	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

C. MACIÇO ROCHOSO DETERMINADO DA PONDERAÇÃO TOTAL

Pesos	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Classe do maciço	I	II	III	IV	V
Descrição	Excelente competência	Muito competente	Competente	Incompetente	Muito Incompetente

Tabela II.1 –(Continuação)

D. DESCRIÇÃO DAS CLASSES

Classe do maciço	I	II	III	IV	V
Tempo médio de autosustentação do vão livre	10 anos p/15m de vão livre	1 ano p/10m de vão livre	1 semana p/5m de vão livre	10 hr. p/2,5m de vão livre	30 minutos p/1,0m de vão livre
Coesão (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Ângulo de atrito (°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

E. RECOMENDAÇÕES PARA A CLASSIFICAÇÃO DA CONDIÇÃO DAS DESCONTINUIDADES

Persistência das descont.	<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m
Pesos	6	4	2	1	0
Abertura	Nenhuma	<0,1mm	0,1-1 mm	1-5mm	>5mm
Pesos	6	5	4	5	0
Rugosidade	Muito rugosa	Rugosa	Pouco rugosa	Suave	Estriadas
Pesos	6	5	3	1	0
Preenchimento	Nenhum	Duro,<5mm	Duro,>5mm	Mole,<5mm	Mole>5mm
Pesos	6	4	2	2	0
Alteração	Não alterada	Pouco	Moderada	Altamente	Decompоста
Pesos	6	5	3	1	0

F. EFEITO DA DIREÇÃO GEOLÓGICA E DO MERGULHO NA CONSTRUÇÃO DO TÚNEL.

Direção geológica perpendicular ao eixo do túnel		Direção geológica paralela ao eixo do túnel	
Escavação no sentido do mergulho. Mergulho 45-90°	Escavação no sentido do mergulho. Mergulho 20-45°	Mergulho 45-90°	Mergulho 20-45°
Muito favorável	Favorável	Muito desfavorável	Moderado
Escavação contra mergulho. Mergulho 45-90°	Escavação contra mergulho. Mergulho 20-45°	Mergulho 0-20° - Dir. Geol. qualquer	
Moderado	Desfavorável	Moderado	

Tabela II.2 – Parâmetros para a classificação pelo sistema Q .

DESCRIÇÃO	VALOR	OBSERVAÇÕES
I. Padrão geomecânico do maciço rochoso	RQD	Nota:
A. Muito incompetente.	0 – 25	i) Para $RQD \leq 10$ (incluindo 0), adotar um valor nominal igual a 10 para cálculo de Q .
B. Incompetente.	25 – 50	ii) Intervalos de 5 de RQD são de suficiente precisão.
C. Competente.	50 – 75	
D. Muito competente.	75 – 90	
E. Excelente competência.	90 – 100	
II. Famílias de descontinuidades	J_n	Nota:
A. Descontinuidades esparsas ou ausentes.	0,5 – 1,0	i) Para interseções, usar $(3,0 \times J_n)$.
B. Uma família de descontinuidades.	2	ii) Para emboques usar $(2,0 \times J_n)$.
C. Uma família + descontinuidades aleatórias.	3	
D. Duas famílias de descontinuidades.	4	
E. Duas famílias + descontinuidades aleatórias.	6	
F. Três famílias de descontinuidades.	9	
G. Três famílias + descontinuidades aleatórias.	12	
H. Quatro ou mais famílias de descontinuidades, descontinuidades aleatórias, muito fraturado.	15	
J. Maciço completamente fraturado, triturado.	20	
III. Rugosidade das paredes das descontinuidades	J_r	Nota:
(a) Paredes com contato rocha-rocha.		i) Acrescentar 1,0 ao valor de J_r quando o espaçamento médio das descontinuidades relevantes for maior que 3 m.
(b) Paredes com contato até 10 cm de cisalhamento.		ii) $J_r = 0,5$ pode ser utilizado para descontinuidades polidas ou estriadas (<i>slickensided</i>), planas contendo lineações, desde que as lineações sejam orientadas pela mínima resistência.
A. Descontinuidades não persistentes.	4	iii) Descrição de B a G se refere a feições de menor escala e feições de escala intermédia, na mesma ordem.
B. Descontinuidades rugosas ou irregulares, onduladas.	3	
C. Descontinuidades lisa, onduladas.	2	
D. Descontinuidades polidas, onduladas.	1,5	
E. Descontinuidades rugosas ou irregulares, plana.	1,5	
F. Descontinuidades lisas, planas.	1,0*	
G. Descontinuidades polidas ou estriadas, planas	0,5	
(c) Descontinuidades sem contato rocha-rocha e com deslocamento relativo entre as paredes.		
H. Descontinuidades preenchidas com material argiloso.	1,0*	
J. Descontinuidades preenchidas com material granular.	1,0*	
IV. Alteração das paredes	J_a	ϕ_r ° (aproximado)
(a) Descontinuidades com contato rocha-rocha e sem deslocamentos relativos entre as paredes		Nota:
A. Paredes duras, compactas, com preenchimentos de materiais impermeáveis.	0,75	i) Valores de ângulo de atrito residual ϕ_r são entendidos como indicativo das propriedades mineralógicas dos produtos de alteração.
B. Paredes sem alteração, pigmentação superficial incipiente.	1	
C. Paredes levemente alteradas; películas de materiais arenosos ou minerais abrasivos.	2	25-35
D. Paredes com películas de material silto-arenoso com pequena fração argilosa.	3	25-30
E. Paredes com películas de material mole (micas, clorita, talco, gesso, grafite, etc) eventualmente com minerais expansivos.	4	20-25
		8-16

Tabela II.2 – (Continuação)

DESCRIÇÃO	VALOR		OBSERVAÇÕES
IV. Alteração das paredes	J_a		ϕ_r° (aproximado)
<i>(b) Fraturas com contato rocha-rocha e com deslocamento relativo incipiente entre as paredes (deslocamento diferencial inferior a 10 cm)</i>			
F. Parede com partículas arenosas, fragmentos de rocha, etc.	4	25-30	
G. Paredes com preenchimentos contínuos e poucos espessos (<5mm de material argiloso fortemente sobreendensado)	6	16-24	
H. Paredes com preenchimentos contínuos e pouco espessos (<5mm) de material argiloso pouco ou medianamente sobreendensado.	8	12-16	
J. Paredes com preenchimento de materiais argilosos expansivos; valores variáveis com a porcentagem dos argilo-minerais expansivos presente e com a ação conjugada da água intersticial.	8-12	6-12	
<i>(c) Fraturas sem contato rocha-rocha e com deslocamento relativo entre as paredes</i>			
K. Zonas de preenchimento com fragmentos de rocha e material argiloso (ver G, H e J para caracterizar as condições das argilas).	6 8 8-12	6-24	
L. Zonas de preenchimento com material arenoso ou silto-argiloso, sendo pequena a fração argilosa.	5		
M. Zonas contínuas de preenchimento com material argiloso (ver G, H e J para caracterizar as condições das argilas)	10 13 13-20	6-24	
V. Ação da água	J_w		Nota:
A. Escavação seca ou pequena afluência de água (<5l/min).	1	<1	Os fatores de C a F são estimativas cruas no caso de instalação de drena-gem
B. Afluência média da água com eventual carreamento do preenchimento.	0,66	1-2,5	de drenagem
C. Afluência elevada de água em rochas competentes de descontinuidades não preenchidas.	0,5	2,5-10	aumentar os valores de J_w .
D. Afluência elevada de água com carreamento significativo de preenchimento.	0,33	2,5-10	Problemas especiais causados pela
E. Afluência excepcionalmente de água (ou jatos de pressão), decaimento com o tempo.	0,2-0,1	>10	formação de gelo são
F. Afluência excepcionalmente elevada de água (ou jatos de pressão), sem decaimento com o tempo.	0,1-0,05	>10	desconsidera-dos.

Tabela II.1 – (Continuação)

DESCRIÇÃO	VALOR	OBSERVAÇÕES
VI. Estado de tensões no maciço.	<i>SRF</i>	Nota:
(a) Zonas de baixa resistência interceptando a escavação, o que pode causar enfraquecimento do maciço quando o túnel é escavado.		No caso da ocorrência de zonas cisalhadas mas não interceptando a escavação, recomenda-se a redução dos valores de <i>SRF</i> de 25-50%
A. Ocorrências múltiplas de zonas cisalhadas contendo material argiloso ou rocha quimicamente decomposta (qualquer profundidade).	10	No caso de tensões subsuperficiais (ver H), adotar <i>SRF</i> = 5 quando a profundidade da abóbada da escavação abaixo da superfície do terreno for menor que a sua dimensão característica (largura do vão).
B. Ocorrência específica contendo material argiloso ou rocha quimicamente decomposta (profundidade da escavação <50m).	5	Para maciços rochosos muito anisotrópicos (sem medidos): quando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduzir σ_c e σ_t para $0,8\sigma_c$ e $0,8\sigma_t$; quando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduzir σ_c e σ_t para $0,6\sigma_c$ e $0,6\sigma_t$.
C. Ocorrência específica contendo material argiloso ou rocha quimicamente decomposta (profundidade da escavação >50m).	2,5	
D. Ocorrências múltiplas de zonas de material cisalhado em rochas competentes, isentas de argila e com blocos desagregados de rocha (qualquer profundidade).	7,5	
E. Ocorrências específicas de zonas de material cisalhado em rochas competentes, isentas de material argiloso (profundidade da escavação <50m).	5	
F. Ocorrências específicas de zonas de material cisalhado em rochas competentes, isentas de material argiloso (profundidade da escavação >50m).	2,5	
G. Ocorrências de descontinuidades abertas e intenso fraturamento do maciço (qualquer profundidade).	5	
(b) Rochas competentes (problemas de tensões no maciço rochoso).		
σ_1, σ_3 : tensões principais.		
σ_c : resistência à compressão simples.		
σ_t : resistência à tração (carga puntiforme)		
H. Tensões baixas, subsuperficiais.	$\sigma_c/\sigma_1 > 200$ $\sigma_t/\sigma_1 > 13$	2,5
J. Tensões moderadas.	200-10 13-0,66	1
K. Tensões elevadas (eventuais problemas de estabilidade das paredes)	10-5 0,66-0,33	0,5-2
L. Condições moderadas de explosão de rocha ("rock burst")	5-2,5 0,33-0,16	5-10
M. Condições intensas de explosão de rocha ("rock burst")	<2,5 <0,16	10-20
(c) Rochas com deformação lenta (squeezing), escoamento plástico de rochas incompetentes sob a influência de altas pressões.		
N. Tensões de escoamento moderadas		5-10
O. Tensões de escoamento elevadas		10-20
(d) Rochas expansivas (swelling), atividade química dependente da presença de água.		
P. Tensões de expansão moderadas.		5-10
Q. Tensões de expansão elevadas.		10-15