

PAULO CÉSAR DE ALMEIDA MAIA

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO E DE
ALTERABILIDADE DE ENROCAMENTOS**

**Tese apresentada ao Departamento de
Engenharia Civil da PUC-Rio, como
parte dos requisitos para obtenção do
título de Doutor em Ciências em
Engenharia Civil: Geotecnia.**

Orientadores: Alberto S. F. J. Sayão

Franklin S. Antunes

Anna Laura L. S. Nunes

Departamento de Engenharia Civil

PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO DE JANEIRO

Rio de Janeiro, 31 de maio de 2001

À Renata e Lucas

AGRADECIMENTOS

Ao CNPq e à CAPES pelo apoio financeiro.

À FURNAS pelo fornecimento das amostras, disponibilidade dos laboratórios, pessoal técnico e apoio financeiro.

Ao CEDEX pela disponibilidade dos laboratórios, pessoal técnico e apoio financeiro.

Ao Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio por possibilitar o desenvolvimento desta tese de doutorado.

Aos professores Alberto Sayão, Anna Laura Nunes e Flanklin Antunes pela atenção, presteza dada como orientadores e amigos.

Aos professores Luiz Sopena e Cláudio Olalla pela atenção e acolhida aos laboratórios do CEDEX em Madri.

Aos engenheiros Nelson Caproni Jr., Claudia de Castro e João Armelin pelo apoio técnico prestado e acolhida aos laboratórios de FURNAS em Goiânia.

A todos colegas da PUC, em especial aos amigos Cláudio Rabe e Ana Cristina Sieira pela valiosa e indispensável ajuda.

Aos técnicos de laboratório que contribuíram na execução dos ensaios, em especial ao William, Toledo e Clemente pelo apoio prestado.

À todos funcionários do departamento, em especial à Ana Cristina Roxo que sempre soube ser minha amiga.

Aos meus pais, meus sogros e meus irmãos pelo apoio dado em todas as fases deste trabalho.

À Renata e Lucas que sempre estiveram ao meu lado me ajudando a transpor todos momentos difíceis da tese com muita compreensão e paciência.

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo experimental do comportamento de maciços de enrocamento, considerando as variações de deformabilidade e resistência provocadas pela alteração da rocha e pelas variações das características intrínsecas do enrocamento, tais como, litologia, granulometria, efeito de escala, umidade e as características das partículas. Foram considerados o enrocamento de basalto da Barragem de Marimbondo, com cerca de 25 anos de alteração natural no campo, o basalto da Pedreira Rio Grande, semelhante ao utilizado na construção de Marimbondo, e o enrocamento de granito da Barragem de Serra da Mesa.

Foi elaborada uma metodologia para avaliar a alterabilidade dos materiais de enrocamento, envolvendo ensaios nos materiais intacto e alterados no campo e no laboratório. A alteração no basalto da Pedreira em laboratório simulou, de forma acelerada, a alteração natural do basalto de Marimbondo no campo, sendo realizada através de ensaios de lixiviação contínua e de ciclos de umidade. A lixiviação em corpos de prova de enrocamento foi feita em um equipamento soxhlet de grandes dimensões desenvolvido no Laboratório da PUC-Rio.

O comportamento geomecânico dos enrocamentos foi avaliado a partir dos parâmetros mais relevantes das partículas, da rocha e do maciço de enrocamento. A caracterização do enrocamento como meio granular é obtida através de ensaios de compressão unidimensional, de compressão triaxial e de cisalhamento direto, em equipamentos de grandes dimensões.

Os resultados mostram que as características intrínsecas do enrocamento têm um papel importante no comportamento do material. Além disso, a alteração do basalto no campo ou no laboratório pode provocar variações significativas dos parâmetros dos materiais de enrocamento, dentre as quais destacam-se a redução da rigidez e resistência do enrocamento, bem como o aumento do desgaste das partículas.

Este estudo também indica que a lixiviação no equipamento soxhlet de grandes dimensões mostrou-se adequada para a simulação da alteração natural do basalto em condições aceleradas no laboratório, possibilitando a previsão, a longo prazo, do comportamento de enrocamentos. Considerando um período de 75 anos de alteração natural no campo, o trabalho apresenta a previsão de comportamento do enrocamento de Marimbondo em termos de resistência ao fraturamento, desgaste das partículas, módulo de compressibilidade M , módulo de deformabilidade E , resistência à compressão uniaxial q_u e envoltória de resistência.

ABSTRACT

This work presents an experimental study of the behavior of rockfills, focusing on the changes caused by rock alteration on the physical and mechanical characteristics, such as, lithology, gradation, deformability and strength. The basalt rockfill used in the construction of Marimbondo dam has been considered, with about 25 years of *in situ* alteration, together with intact basalts samples from Rio Grande quarry, which is located about 500m downstream from the dam site. The experimental results were also compared with data from tests on granite rockfill samples from Serra da Mesa dam.

A methodology is proposed for evaluating the alterability of rockfills, based on laboratory tests on intact and altered samples. Procedures for fast rock alteration in the laboratory were also developed, attempting to simulate the naturally slow alteration which occurs in the field. The laboratory alteration made use of both continuous leaching and wetting-drying cycles on intact basalt samples. The leaching was imposed in a large scale Soxhlet equipment developed in the geotechnical laboratory at PUC-Rio.

For the characterization of the geomechanical behavior of the rockfill masses, large scale equipments have been used, such as an confined compression chamber, triaxial compression machine and direct shear box.

The results indicate that the intrinsic characteristics play an important role on the rockfill behavior. Furthermore, basalt alteration occurring in the field or in the laboratory may cause a significant decrease on the rockfill's stiffness and strength parameters, as well as an increase on the abrasion characteristics of rockfill's particles.

This study also indicates that leaching in large scale equipment is a proper way to simulate the basalt's natural alteration in accelerated laboratory conditions, making possible the long time prevision of the behavior of rockfills. Considering a time period of 75 years of natural alteration in the field, this work presents a quantitative prediction of Marimbondo's rockfill behavior in terms of particle breakage, abrasion resistance, compressibility modulus M , deformability modulus E , unconfined strength q_u and strength envelope parameters.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1. Considerações iniciais.....	1
1.2. Motivação e objetivos da tese	3
1.3. Escopo da tese	4
CAPÍTULO 2 - COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE ENROCAMENTOS.....	7
2.1. Introdução	7
2.2. Fatores que condicionam o comportamento dos enrocamentos	8
2.2.1. Estado de tensão	8
2.2.2. Partículas constituintes do enrocamento.....	15
2.2.2.1 Resistência ao fraturamento.....	16
2.2.2.2 Forma	20
2.2.2.3 Atrito entre as partículas	22
2.2.2.4 Tipo de rocha e mineralogia	22
2.2.2.5 Estado de alteração da rocha.....	23
2.2.3. Enrocamento como meio granular	24
2.2.3.1 Estado de compacidade.....	24
2.2.3.2 Fator de escala	26
2.2.3.3 Distribuição granulométrica	29
2.2.3.4 Adição de água	30
2.2.4. Procedimentos de ensaio	31
2.2.4.1 Trajetória de tensões	32
2.2.4.2 Tipo de ensaio	32
Cisalhamento direto vs. compressão triaxial	33
Deformação plana vs. compressão triaxial	33
Compressão unidimensional.....	34
2.2.4.3 Velocidade de cisalhamento	35
2.3. Determinação das características de enrocamentos	35
2.3.1. Cisalhamento direto	35
2.3.2. Ensaio triaxiais	38
2.3.3. Deformação plana	41
2.3.4. Compressão unidimensional.....	41
2.3.5. Ensaio no campo	42
2.4. Considerações finais	44

CAPÍTULO 3 - ALTERAÇÃO E ALTERABILIDADE DE ENROCAMENTOS 46

3.1. Introdução	46
3.2. Conceitos iniciais	46
3.3. Alteração e alterabilidade de rochas	48
3.3.1. Efeitos da alteração	50
3.3.1.1 Perda da resistência mecânica	50
3.3.1.2 Modificação dos parâmetros de deformabilidade	50
3.3.1.3 Variação na permeabilidade	51
3.3.1.4 Redução da aderência	51
3.3.2. Considerações sobre a alteração de rochas	51
3.3.2.1 Fenômeno da alteração	51
3.3.2.2 Mecanismos de alteração	52
3.3.2.3 Agentes de alteração	54
3.3.3. Alteração de basaltos no Brasil.....	55
3.4. Avaliação da alterabilidade de materiais rochosos	58
3.4.1. Índices Geoquímicos	60
3.4.2. Índices petrográficos.....	60
3.4.3. Índices físicos	62
3.4.4. Índice de propagação de ondas	64
3.4.5. Índices granulométricos	64
3.4.6. Índices geomecânicos	65
3.4.7. Outros índices	66
3.5. Método de avaliação da alterabilidade de enrocamentos.....	69
3.5.1. Processos de alteração em enrocamentos	69
3.5.2. Metodologia para avaliação da alterabilidade de enrocamentos	70
3.5.3. Amostragem.....	70
3.5.4. Simulação acelerada da alteração no laboratório	72
3.5.4.1 Ensaios de ciclos de umidade (ciclagem)	72
3.5.4.2 Ensaios de lixiviação contínua	72
3.5.5. Parâmetros para a caracterização do material.....	74
3.5.6. Previsão a longo prazo	75
3.6. Considerações finais	75

CAPÍTULO 4 - MATERIAIS DE ESTUDO 77

4.1. Introdução	77
4.2. Basaltos: Barragem de Marimbondo e da Pedreira Rio Grande	79
4.2.1. Barragem de Marimbondo	79

4.2.1.1 Geologia.....	82
4.2.1.2 Clima.....	82
4.2.1.3 Descrição do enrocamento	84
4.2.1.4 Alteração do enrocamento	85
4.2.2. Pedreira Rio Grande	87
4.2.3. Caracterização petrográfica dos basaltos	87
4.3. Granito: Barragem de Serra da Mesa	91
4.4. Granulometria no campo dos enrocamentos estudados	92
4.5. Considerações Finais	94
CAPÍTULO 5 - METODOLOGIA E PROGRAMA DE ENSAIOS.....	96
5.1. Introdução	96
5.2. Denominação dos ensaios	97
5.3. Amostragem.....	98
5.3.1. Amostras de enrocamento.....	98
5.3.2. Densidade dos corpos de prova de enrocamentos	99
5.3.3. Extração de testemunhos das rochas basálticas	102
5.4. Alteração de amostras de basalto no laboratório	103
5.4.1. Ciclos de umidade.....	103
5.4.2. Lixiviação contínua dos testemunhos da rocha	104
5.4.3. Lixiviação contínua de amostras de enrocamento	105
5.5. Ensaio de caracterização das partículas e da rocha de enrocamento.....	110
5.5.1. Densidade específica e absorção das partículas.....	110
5.5.2. Coeficiente de forma.....	110
5.5.3. Fraturamento de partícula	111
5.5.4. Carregamento pontual.....	111
5.5.5. Esclerometria	112
5.5.6. Compressão uniaxial e diametral (ensaio brasileiro).....	113
5.5.7. Desgaste	114
5.6. Ensaio de caracterização do enrocamento como meio granular.....	116
5.6.1. Inclinação de talude natural.....	116
5.6.2. Compressão unidimensional.....	116
5.6.2.1 Ensaio executados	116
5.6.2.2 Equipamentos utilizados e procedimentos de ensaio e de moldagem.....	118
5.6.3. Compressão triaxial drenada e adensamento isotrópico	120
5.6.3.1 Ensaio executados	120
5.6.3.2 Equipamentos utilizados e procedimentos de ensaio e de moldagem.....	122

5.6.4. Cisalhamento direto	124
5.6.4.1 Ensaios executados	124
5.6.4.2 Equipamentos utilizados e procedimentos de ensaio e de moldagem.....	128
5.6.4.3 Reaproveitamento de material, controle granulométrico e velocidade	134
5.7. Considerações finais	134

CAPÍTULO 6 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS. 136

6.1. Introdução	136
6.2. Ensaios nas partículas e na rocha do enrocamento	136
6.2.1. Caracterização petrográfica e química.....	136
6.2.2. Densidade específica das partículas.....	144
6.2.3. Absorção	144
6.2.4. Coeficiente de forma	145
6.2.5. Carregamento pontual.....	147
6.2.6. Ensaios de fraturamento	151
6.2.7. Ensaio de esclerometria	153
6.2.8. Ensaios de compressão uniaxial e diametral (ensaio brasileiro)	153
6.2.9. Ensaios de desgaste.....	157
6.3. Ensaios no enrocamento como meio granular	160
6.3.1. Densidade específica das partículas do enrocamento	160
6.3.2. Absorção	162
6.3.3. Ângulo de talude natural.....	164
6.3.4. Compressão unidimensional.....	164
6.3.4.1 Efeito de escala	167
6.3.4.2 Carregamento, descarregamento e recarregamento	171
6.3.4.3 Fraturamento das partículas	171
6.3.4.4 Litologia.....	172
6.3.4.5 Alteração do enrocamento	173
6.3.4.6 Saturação por submersão e inundação do enrocamento	174
6.3.4.7 Presença de finos	178
6.3.5. Compressão triaxial	180
6.3.5.1 Envoltórias de resistência	180
6.3.5.2 Parâmetros de deformabilidade	185
6.3.5.3 Alteração do enrocamento	188
6.3.6. Cisalhamento direto	188
6.3.6.1 Ângulo de resistência ao cisalhamento	195
6.3.6.2 Efeito de escala	197
6.3.6.3 Alteração do enrocamento	202

6.3.6.4 Dimensão máxima das partículas	202
6.3.6.5 Saturação por submersão do enrocamento	205
6.3.6.6 Presença de finos	206
6.3.7. Análise comparativa dos resultados dos ensaios no maciço de enrocamento	207
6.3.7.1 Envoltórias de resistência, ϕ' e c'	208
6.3.7.2 Módulo de compressibilidade M (Constrained modulus)	212
6.3.7.3 Módulo volumétrico B (Bulk modulus)	212
6.3.7.4 Módulo cisalhante G (Shear modulus)	215
6.4. Considerações finais	217

CAPÍTULO 7 - ANÁLISE QUANTITATIVA DA ALTERAÇÃO DE

ENROCAMENTOS.....	221
7.1. Considerações iniciais.....	222
7.2. Envoltória de resistência	223
7.3. Módulo de compressibilidade M	229
7.4. Resistência ao fraturamento de partículas.....	236
7.5. Compressão uniaxial.....	240
7.6. Desgaste	247
7.7. Considerações finais	249

CAPÍTULO 8 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES..... 251

8.1. Conclusões gerais sobre o comportamento de enrocamentos	251
8.2. Conclusões gerais sobre a alteração.....	252
8.3. Conclusões específicas.....	253
8.3.1. Sobre a alteração dos basaltos estudados.....	253
8.3.2. Sobre os ensaios nas partículas e na rocha constituinte.....	254
8.3.3. Sobre os ensaios no enrocamento como meio granular	255
8.3.4. Sobre a previsão de comportamento a longo prazo	257
8.4. Sugestões para futuros trabalhos.....	257

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 259

APÊNDICE I - DESCRIÇÃO PETROGRÁFICA DOS BASALTOS..... 273

I.1. Introdução	273
I.1. Classificação e origem da rocha	273
I.2. Características macroscópicas	273

I.3. Características microscópicas	273
I.3.1. Textura	273
I.3.2. Composição mineralógica.....	274
I.3.2.1. Minerais essenciais	274
I.3.2.2. Minerais acessórios	278
I.3.2.3. Minerais secundários.....	278

APÊNDICE II - RESULTADOS DOS ENSAIOS NAS PARTÍCULAS E NA ROCHA

DE ENROCAMENTO.....	280
II.1. Ensaio de carregamento pontual em partículas.....	280
II.2. Ensaio de fraturamento de partículas.....	285
II.3. Ensaio de compressão uniaxial nos testemunhos de basalto	290

APÊNDICE III - RESULTADOS DOS ENSAIOS NO MACIÇO DE

ENROCAMENTO.....	300
III.1. Ensaio de compressão unidimensional nos enrocamentos	300
III.2. Ensaio de compressão triaxial nos enrocamentos	316
III.3. Ensaio de cisalhamento direto nos enrocamentos	326

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Variação do ângulo de resistência ao cisalhamento interno com o nível de tensão dos materiais de enrocamento (adaptado de Leps, 1970 e Indraratna <i>et al.</i> , 1993).	10
Figura 2.2 - Variação da razão entre tensões principais na ruptura com a tensão de confinamento.	11
Figura 2.3 - Envoltórias de Mohr - Coulomb de materiais de enrocamento (adaptado de Marsal e Resendiz, 1975).	13
Figura 2.4 - Variação do fraturamento das partículas do enrocamento com a tensão de σ_3 em compressão triaxial (adaptado de Cea, 1998).	14
Figura 2.5 - Curvas tensão vs. deformação em ensaios de compressão unidimensional.	15
Figura 2.6 - Metodologia de determinação do grau de fraturamento B_g	17
Figura 2.7 - Variação do grau de fraturamento com o nível de tensão octaédrica (adaptado de Marsal e Resendiz, 1975).	18
Figura 2.8 - Relação entre os estados limites de tensão e o grau de fraturamento (adaptado de Marsal e Resendiz, 1975).	19
Figura 2.9 - Determinação da esfericidade e do arredondamento de partículas (adaptado de Krumbein e Sloss, 1955).	21
Figura 2.10 - Classificação das partículas quanto à forma (adaptado de CIRIA, 1991).	21
Figura 2.11 - Correlação entre o índice de vazios mínimo e o máximo em enrocamento (Veiga Pinto, 1979).	25
Figura 2.12 - Curvas de deformação uniaxial vs. tensão axial em compressão unidimensional em enrocamentos de granulometria uniforme (Nobari e Duncan, 1972).	30
Figura 2.13 - Corte esquemático de uma câmara para ensaios de compressão triaxial em corpos de prova de 0,3m de diâmetro (Veiga Pinto, 1982).	40
Figura 2.14 - Corte esquemático da câmara de compressão unidimensional em corpos de prova com 0,5m de diâmetro (Veiga Pinto, 1982)	43
Figura 2.15 - Seqüência típica da execução de um ensaio de inclinação no campo (Andreas e Ibañez, 1986).	44
Figura 3.1 - Ordem de alteração química de rochas.	48
Figura 3.2 - Tipos de alteração em função da temperatura e da precipitação (Peltier, 1950).	54
Figura 3.3 - Distribuição dos materiais basálticos em um derrame de típico.	55
Figura 3.4 - Estrutura dos argilominerais do grupo da esmectita e da clorita (Mitchell, 1976).	57

Figura 3.5 - Relação esquemática entre as características físicas e geomecânicas (Minette, 1982).	66
Figura 3.6 - Alterabilidade de dolorito da África do Sul em função do fator climático N e do teor de minerais secundários (Weinert, 1964 e 1968).	67
Figura 3.7 - Metodologia para avaliação da alterabilidade de enrocamentos.	71
Figura 3.8 - Equipamento soxhlet convencional para ensaios de lixiviação contínua.	73
Figura 4.1 - Vista da Usina Hidroelétrica de Marimbondo, localizada no Rio Grande entre as cidades de Icém-SP e Fronteira-MG.	78
Figura 4.2 - Vista da Pedreira Rio Grande, localizada no Estado de São Paulo, cerca de 2km à jusante da Barragem de Marimbondo.	78
Figura 4.3 - Barragem de Serra da Mesa localizada no Rio Tocantins, entre os municípios de Minaçu e Colinas do Sul, no estado de Goiás.	79
Figura 4.4 - Localização das Usinas Hidroelétricas de Marimbondo e de Serra da Mesa.	80
Figura 4.5 - Planta Geral da UHE de Marimbondo (adaptado de CBGB, 1982).	81
Figura 4.6 - Seção transversal típica da barragem de terra esquerda da UHE de Marimbondo (adaptado de CBGB, 1982).	83
Figura 4.7 - Perfil geológico ao longo do eixo da Barragem (adaptado de CBGB, 1982).	84
Figura 4.8 - Fissura do basalto da Pedreira com material de preenchimento em microscópio eletrônico, ampliada e sob luz natural.	85
Figura 4.9 - Aspecto do material de preenchimento de fissura em bloco de basalto do enrocamento de Marimbondo.	86
Figura 4.10 - Capa de alteração superficial em bloco de basalto do enrocamento de Marimbondo.	86
Figura 4.11 - Detalhe do fraturamento do maciço de basalto da Pedreira Rio Grande.	87
Figura 4.12 - Resultados de análises térmicas diferenciais.	89
Figura 4.13 - Resultados de análises térmicas gravimétricas.	90
Figura 4.14 - Análises por difração de raios X das rochas estudadas.	90
Figura 4.15 - Arranjo da Usina Hidroelétrica de Serra da Mesa.	91
Figura 4.16 - Seção transversal típica da Barragem de Serra da Mesa.	93
Figura 4.17 - Curvas granulométricas dos enrocamentos das barragens de Marimbondo e de Serra da Mesa.	94
Figura 5.1 - Curvas granulométricas das amostras de enrocamento modeladas no laboratório e dos enrocamentos das barragens.	99
Figura 5.2 - Compactador para a câmara com 101,5cm de diâmetro.	101
Figura 5.3 - Extração de testemunhos dos blocos de basalto.	103
Figura 5.4 - Variação do teor de umidade com o tempo nos ensaios de umedecimento e de secagem.	104

Figura 5.5 - Testemunho fragmentado durante o processo de lixiviação contínua.	105
Figura 5.6 - Soxhlet de grandes dimensões desenvolvido na PUC-Rio.	106
Figura 5.7 - Esquema construtivo do soxhlet de grandes dimensões.	107
Figura 5.8 - Detalhes do equipamento soxhlet de grandes dimensões.	108
Figura 5.9 - Exemplo da determinação do número de contatos no ensaios de fraturamento de partículas.	112
Figura 5.10 - Equipamentos de compressão uniaxial e compressão diametral no Laboratório de Furnas, Goiânia.	114
Figura 5.11 - Equipamento para ensaios de desgaste do tipo <i>slake durability test</i> , capaz de ensaiar quatro amostras simultaneamente.	115
Figura 5.12 - Equipamento para ensaios de desgaste micro Deval, capaz de ensaiar quatro amostras simultaneamente.	115
Figura 5.13 - Equipamento de compressão unidimensional de grandes dimensões UNI ₁₀₀ no Laboratório de Furnas, Goiânia.	118
Figura 5.14 - Moldagem dos corpos de prova na câmara UNI ₁₀₀	119
Figura 5.15 - Câmara de compressão unidimensional UNI ₃₀ no Laboratório do CEDEX, Espanha.	120
Figura 5.16 - Equipamento e corpos de prova de ensaios triaxiais de grandes dimensões no Laboratório de Geotecnia do CEDEX, Espanha.	122
Figura 5.17 - Moldagem e densificação dos corpos de prova em ensaios triaxiais no enrocamento.	124
Figura 5.18 - Vista lateral do equipamento de cisalhamento direto de grandes dimensões CIS ₁₀₀ , no Laboratório de Geotecnia do CEDEX, Espanha.	129
Figura 5.19 - Corte longitudinal com a caixa de cisalhamento posicionada para ensaio (CEDEX, Espanha).	130
Figura 5.20 - Caixa de cisalhamento do equipamento de corte de grandes dimensões CIS ₁₀₀ (CEDEX, Espanha).	130
Figura 5.21 - Sistemas de aplicação de carga do equipamento de cisalhamento direto de grandes dimensões (CEDEX, Espanha).	131
Figura 5.22 - Vista lateral do sistema de aplicação de carga horizontal suspenso e a caixa de cisalhamento posicionada para moldagem (CEDEX, Espanha).	132
Figura 5.23 - Densificação dos corpos de prova cúbicos com 1,00m de lado para ensaios de cisalhamento direto (CEDEX, Espanha).	133
Figura 5.24 - Vista do equipamento de cisalhamento direto CIS ₃₀ (CEDEX, Espanha).	133
Figura 6.1 - Fotografia de lâmina petrográfica do basalto da Pedreira Rio Grande - 100 horas de lixiviação.	138
Figura 6.2 - Fotografia de lâmina petrográfica do basalto da Pedreira Rio Grande - 240 horas de lixiviação.	139

Figura 6.3 - Fotografia de lâmina petrográfica do basalto da Pedreira Rio Grande - 600 horas de lixiviação.	139
Figura 6.4 - Fotografia da lâmina petrográfica do basalto da Pedreira Rio Grande - 1500 horas de lixiviação.	140
Figura 6.5 - Fotografia de lâmina petrográfica do basalto da Pedreira Rio Grande - 3200 horas de lixiviação.	140
Figura 6.6 - Fotografia de lâmina petrográfica do basalto da Pedreira Rio Grande - 100 ciclos de umidade.	141
Figura 6.7 - Fotografia de lâmina petrográfica mostrando alteração química de clorofeita próxima à superfície de uma partícula - 3200 horas de lixiviação.	141
Figura 6.8 - Variação do pH da solução com o tempo de lixiviação.	143
Figura 6.9 - Variação da absorção com o diâmetro nominal D_n das partículas de enrocamento.	145
Figura 6.10 - Variação da carga de ruptura pontual P em função do diâmetro equivalente D_e	149
Figura 6.11 - Variação do índice de carregamento pontual I_s em função do diâmetro equivalente D_e	150
Figura 6.12 - Variação da resistência ao fraturamento com o diâmetro médio das partículas rochosas.	152
Figura 6.13 - Variação da resistência q_u e parâmetros E e n com o tempo de lixiviação do basalto.	156
Figura 6.14 - Variação da perda de massa com o número de ciclos do ensaio <i>slake durability</i>	158
Figura 6.15 - Variação da perda de massa dos materiais ensaiados no equipamento micro Deval.	158
Figura 6.16 - Variação da razão de perda de massa dos basaltos de Marimbondo e da Pedreira em função do número de ciclos no ensaio SD.	159
Figura 6.17 - Variação da perda de massa do basalto no ensaio MD e no quinto ciclo do ensaio SD em função do tempo de lixiviação.	160
Figura 6.18 - Variação de g_{max} e g_{min} dos enrocamentos em função de d_{50} - Granulometria paralela a do enrocamento de Marimbondo.	161
Figura 6.19 - Variação de g_{max} e g_{min} dos enrocamentos em função de d_{50} - Granulometria paralela a do enrocamento de Serra da Mesa.	162
Figura 6.20 - Variações de g_{max} com g_{min} e e_{max} com e_{min} dos enrocamentos.	163
Figura 6.21 - Curvas s'_v vs. e_v e M vs. s'_v dos enrocamentos densos, com $d_{50} = 103$ e 136 mm.	165
Figura 6.22 - Curvas s'_v vs. e_v e M vs. s'_v dos enrocamentos fofos, com $d_{50} = 103$ mm.	166

Figura 6.23 - Curvas \mathbf{s}'_v vs. \mathbf{e}_v e M vs. \mathbf{s}'_v dos enrocamentos densos ensaiados nas câmaras UNI ₁₀₀ ($d_{50} = 103$ e 136 mm) e UNI ₃₀ ($d_{50} = 26$ e 22 mm) - Efeito de escala.	168
Figura 6.24 - Curvas \mathbf{s}'_v vs. \mathbf{e}_v e M vs. \mathbf{s}'_v dos enrocamentos fofos ensaiados nas câmaras UNI ₁₀₀ ($d_{50} = 103$ mm) e UNI ₃₀ ($d_{50} = 26$ mm) - Efeito de escala.	169
Figura 6.25 - Variação do fator de escala F com a tensão \mathbf{s}'_v nos ensaios de compressão unidimensional.	170
Figura 6.26 - Curvas M vs. \mathbf{s}'_v - Efeito da litologia dos enrocamentos de basalto e de granito, densos e fofos ($d_{50} = 26$ mm).	173
Figura 6.27 - Curvas M vs. \mathbf{s}'_v dos enrocamentos de basalto da Pedreira, de Marimbondo e lixiviados, $d_{50} = 26$ mm - Efeito da alteração por lixiviação.	175
Figura 6.28 - Curvas M vs. \mathbf{s}'_v dos enrocamentos de basalto da Pedreira, de Marimbondo e com ciclos de umidade, $d_{50} = 26$ mm- Efeito da alteração por ciclos de umidade.	176
Figura 6.29 - Curvas \mathbf{s}'_v vs. \mathbf{e}_v e M vs. \mathbf{s}'_v dos enrocamentos densos de basalto da Pedreira e de granito, $d_{50} = 22$ mm - Efeito da inundação e submersão.	176
Figura 6.30 - Variação de acréscimo de deformação axial nos enrocamentos de basalto e granito ensaiados na câmara UNI ₃₀	177
Figura 6.31 - Variação do módulo M devido à inundação dos corpos de prova ($\mathbf{s}'_v = 2$ MPa).	178
Figura 6.32 - Curvas \mathbf{s}'_v vs. \mathbf{e}_v dos enrocamentos densos de basalto da Pedreira e de granito, com $d_{50} = 22$ e 26 mm - Efeito da presença de finos.	179
Figura 6.33 - Curvas \mathbf{s}'_d vs. \mathbf{e}_a e \mathbf{e}_v vs. \mathbf{e}_a do basalto da Pedreira e de Marimbondo em compressão triaxial - $d_{50} = 26$ mm.	181
Figura 6.34 - Curvas \mathbf{s}'_d vs. \mathbf{e}_a e \mathbf{e}_v vs. \mathbf{e}_a do enrocamentos denso de granito em compressão triaxial - $d_{50} = 26$ mm.	182
Figura 6.35 - Envoltórias e parâmetros de resistência dos enrocamentos densos de basalto e de granito em compressão triaxial, $d_{50} = 26$ mm.	183
Figura 6.36 - Envoltórias e parâmetros de ruptura dos enrocamentos fofos de basalto em compressão triaxial, $d_{50} = 26$ mm.	184
Figura 6.37 - Determinação dos parâmetros E_i e ν_i dos enrocamentos em compressão triaxial.	186
Figura 6.38 - Variação dos parâmetros E e \mathbf{n} com \mathbf{s}'_3 dos enrocamentos de basalto e de granito em compressão triaxial, $d_{50} = 26$ mm.	187
Figura 6.39 - Envoltórias e parâmetros de resistência dos enrocamentos densos intacto e alterados em compressão triaxial, $d_{50} = 26$ mm.	189
Figura 6.40 - Envoltória e parâmetros de resistência dos enrocamentos fofos intacto e alterados em compressão triaxial, $d_{50} = 26$ mm.	189
Figura 6.41 - Variação de parâmetros E e \mathbf{n} com \mathbf{s}'_3 dos enrocamentos intacto e alterados no campo e laboratório, $d_{50} = 26$ mm.	190

Figura 6.42 - Variação dos parâmetros E_i e n_i com s'_3 dos enrocamentos intacto e alterados no campo e laboratório, $d_{50} = 26\text{mm}$.	190
Figura 6.43 - Curva t vs. DL , do ensaio de cisalhamento direto Pd26, na caixa CIS ₃₀ , tensão $s'_v = 297\text{kPa}$.	191
Figura 6.44 - Rotação da tampa e da parte superior das caixas dos ensaios de cisalhamento direto.	192
Figura 6.45 - Curvas t vs. DL e e_v vs. DL do basalto da Pedreira e de Marimbondo em cisalhamento direto - $d_{50} = 103\text{mm}$.	193
Figura 6.46 - Curvas t vs. DL e e_v vs. DL do granito de Serra da Mesa em cisalhamento direto - $d_{50} = 103\text{mm}$.	194
Figura 6.47 - Envoltórias de resistências dos enrocamentos ensaiados no equipamento CIS ₁₀₀ .	197
Figura 6.48 - Variação dos parâmetros de resistência f e c' com s'_v dos enrocamentos em cisalhamento direto no equipamento CIS ₁₀₀ .	198
Figura 6.49 - Envoltórias dos enrocamentos de Marimbondo e da Pedreira em cisalhamento direto nos equipamentos CIS ₁₀₀ e CIS ₃₀ , $d_{50} = 26$ e 103mm .	200
Figura 6.50 - Envoltórias dos enrocamentos de granito e de basalto da Pedreira em cisalhamento direto nos equipamentos CIS ₁₀₀ e CIS ₃₀ , $d_{50} = 22, 26$ e 103mm .	200
Figura 6.51 - Envoltórias dos enrocamentos de granito em cisalhamento direto nos equipamentos CIS ₁₀₀ e CIS ₃₀ , $d_{50} = 22, 26, 103$ e 136mm .	201
Figura 6.52 - Curvas de fator de escala F vs. s'_v em cisalhamento direto.	201
Figura 6.53 - Envoltórias dos enrocamentos de basalto em cisalhamento direto - Efeito da alteração natural e no laboratório.	203
Figura 6.54 - Envoltórias dos enrocamentos de basalto da Pedreira e de Marimbondo em cisalhamento direto - Efeito da dimensão das partículas.	204
Figura 6.55 - Envoltórias de resistência dos enrocamentos de granito e de basalto de Marimbondo em cisalhamento direto - Efeito da submersão.	205
Figura 6.56 - Envoltórias de resistência dos enrocamentos de basalto da Pedreira em cisalhamento direto - Efeito da submersão.	206
Figura 6.57 - Envoltórias de resistência do enrocamento de basalto da Pedreira em cisalhamento direto - Efeito da presença de finos.	207
Figura 6.58 - Envoltórias e parâmetros de resistência em compressão triaxial e cisalhamento direto dos enrocamentos densos de basalto da Pedreira e de Marimbondo, $d_{50} = 26\text{mm}$.	209
Figura 6.59 - Envoltórias e parâmetros de resistência em compressão triaxial e cisalhamento direto dos enrocamentos fofos de basalto da Pedreira e de Marimbondo, $d_{50} = 26\text{mm}$.	209
Figura 6.60 - Envoltórias e parâmetros de resistência em compressão triaxial e cisalhamento direto dos enrocamentos densos de granito e de basalto da Pedreira, $d_{50} = 26\text{mm}$.	210

Figura 6.61 - Curvas K_o vs. \mathbf{S}'_v em compressão unidimensional para enrocamentos ensaiados na câmara UNI ₁₀₀ , $d_{50} = 103$ e 136mm .	211
Figura 6.62 - Curvas \mathbf{f} vs. \mathbf{S}'_v em compressão unidimensional para enrocamentos ensaiados na câmara UNI ₁₀₀ , $d_{50} = 103$ e 136mm .	211
Figura 6.63 - Trajetórias de tensão em compressão unidimensional e triaxial para enrocamentos densos.	213
Figura 6.64 - Trajetórias de tensão em compressão unidimensional e triaxial para enrocamentos fofos.	213
Figura 6.65 - Curvas tensão de confinamento vs. ϵ_{vol} em compressão isotrópica para enrocamentos de basalto da Pedreira, denso e fofo, $d_{50} = 26\text{mm}$.	214
Figura 6.66 - Variação do módulo B com a deformação volumétrica em ensaios ISO e TRI para enrocamento de basalto da Pedreira, denso e fofo, $d_{50} = 26\text{mm}$.	215
Figura 7.1 - Variação do índice de alteração relativo à resistência ao cisalhamento direto em função do número de horas de lixiviação, $d_{50} = 26\text{mm}$.	225
Figura 7.2 - Variação do tempo de lixiviação em função de \mathbf{S}'_v para 25 anos de alteração natural em ensaios de cisalhamento direto, $d_{50} = 26\text{mm}$.	225
Figura 7.3 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento dos enrocamentos de basalto da Pedreira e de basalto de Marimbondo para 25 e 75 anos de alteração natural no campo, $d_{50} = 26\text{mm}$.	227
Figura 7.4 - Variação do índice de alteração relativo ao fator de escala nos ensaios de cisalhamento direto em função do tempo de alteração.	228
Figura 7.5 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento dos enrocamentos de basalto da Pedreira e de basalto de Marimbondo para 25 e 75 anos de alteração natural no campo, $d_{50} = 103\text{mm}$.	229
Figura 7.6 - Variação do índice de alteração em relação à compressibilidade em função do tempo de lixiviação, $d_{50} = 26\text{mm}$.	232
Figura 7.7 - Variação do tempo de lixiviação em função de \mathbf{S}'_v para 25 anos de alteração natural nos ensaios de compressão unidimensional, $d_{50} = 26\text{mm}$.	232
Figura 7.8 - Curvas \mathbf{S}'_v vs. \mathbf{e}_v dos enrocamentos da Pedreira e de Marimbondo para 25 e 75 anos de alteração natural no campo, $d_{50} = 26\text{mm}$.	235
Figura 7.9 - Curvas M vs. \mathbf{S}'_v dos enrocamentos da Pedreira e de Marimbondo para 25 e 75 anos de alteração natural no campo, $d_{50} = 26\text{mm}$.	235
Figura 7.10 - Variação do índice de alteração de resistência ao fraturamento em função do tempo de lixiviação.	237
Figura 7.11 - Variação do tempo de lixiviação em função de D_m para 25 anos de alteração natural em ensaios de fraturamento de partículas.	238
Figura 7.12 - Curvas Q_a vs. D_m de partículas do basalto da Pedreira e do basalto de Marimbondo com 25 e 75 anos de alteração.	240
Figura 7.13 - Variação de $I_{s(50)}$ com o tempo de lixiviação.	242

Figura 7.14 - Variação da constante C relativa a resistência à compressão uniaxial com o tempo de lixiviação.	242
Figura 7.15 - Variação do índice de alteração em relação ao índice de carregamento pontual $I_{s(50)}$ com o tempo de lixiviação.	243
Figura 7.16 - Variação da constante C' relativa ao módulo de Young com o tempo de lixiviação.	245
Figura 7.17 - Variação dos índices de alteração I_q e I_E com o tempo de lixiviação contínua.	246
Figura 7.18 - Variação dos índices de alteração I_{SD} e I_{MD} com o tempo de lixiviação.	249

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Parâmetros de resistência de enrocamentos de diferentes rochas.	12
Tabela 2.2 - Classificação de enrocamentos (adaptado de Marsal e Resendiz, 1975).	18
Tabela 2.3 - Valores mínimos recomendados para a relação D/d_{max}	27
Tabela 2.4 - Forças nos contatos entre partículas em areias e enrocamentos Marsal (1965).	28
Tabela 2.5 - Ensaios utilizados na determinação das características dos materiais de enrocamento.	36
Tabela 2.6 - Ensaios de cisalhamento direto de grandes dimensões.	37
Tabela 2.7 - Ensaios triaxiais de grandes dimensões.....	39
Tabela 2.8 - Ensaios de deformação plana de grandes dimensões.	41
Tabela 2.9 - Ensaios de compressão uniaxial de grandes dimensões.	42
Tabela 3.1 - Casos históricos de alteração rápida de materiais rochosos (adaptada de Fookes <i>et al.</i> , 1988).	49
Tabela 3.2 - Métodos para avaliação da alteração e alterabilidade de rochas.	59
Tabela 3.3 - Índices geoquímicos para avaliação da alterabilidade rochas.	61
Tabela 3.4 - Índices petrográficos para avaliação da alterabilidade de rochas.....	62
Tabela 3.5 - Índices granulométricos para avaliação da alterabilidade de rochas.	65
Tabela 3.6 - Métodos de avaliação conjunta do índice de alteração de rochas.....	68
Tabela 4.1 - Informações climatológicas das regiões das barragens de Marimondo e Serra da Mesa, segundo INMET (2001).	84
Tabela 4.2 - Análises químicas dos constituintes das rochas.	88
Tabela 5.1 - Características granulométricas dos enrocamentos modelados no laboratório. ...	98
Tabela 5.2 - Pesos específicos secos e índices de vazios máximos e mínimos dos enrocamentos.	100
Tabela 5.3 - g_{max} , g_{min} , e_{min} e e_{max} para as granulometrias com d_{50} igual a 26mm, determinados em câmara de 22cm de diâmetro e 50cm de altura.	102
Tabela 5.4 - Programa de ensaios de coeficiente de forma, carregamento pontual, fraturamento de partícula e esclerometria.	110
Tabela 5.5 - Ensaios de compressão uniaxial e compressão diametral.	113
Tabela 5.6 - Quantidade de ensaios de desgaste.	115
Tabela 5.7 - Características dos corpos de prova em ensaios de compressão unidimensional.	117
Tabela 5.8 - Características dos corpos de prova em ensaios de compressão triaxial.	121

Tabela 5.9 - Características dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto.....	125
Tabela 6.1 - Variáveis consideradas no programa experimental para cada tipo de ensaio. ...	137
Tabela 6.2 - Resultados das análises químicas dos basaltos intacto e alterados no campo ou no laboratório.	142
Tabela 6.3 - Pesos específicos das partículas de enrocamento.	144
Tabela 6.4 - Valores de absorção para partículas com diâmetro nominal D_n de 25,4mm.	146
Tabela 6.5 - Valores médios e desvio padrão do coeficiente de forma C_f	146
Tabela 6.6 - Forma típicas das partículas de enrocamento (sem escala).	148
Tabela 6.7 - Resultados dos ensaios de carregamento pontual.....	149
Tabela 6.8 - Parâmetros das curvas ajustadas aos resultados dos ensaios de fraturamento das partículas.....	152
Tabela 6.9 - Resultados dos ensaios de esclerometria e valores correspondentes da resistência à compressão uniaxial q_u	153
Tabela 6.10 - Resultados dos ensaios de compressão uniaxial.....	154
Tabela 6.11 - Valores de resistência à tração S_t obtidos no ensaio brasileiro.	157
Tabela 6.12 - Valores de peso específico aparente das partículas G_{ap} para os maciços de enrocamento.	161
Tabela 6.13 - Valores de absorção dos enrocamentos em função das granulometrias consideradas no trabalho.	163
Tabela 6.14 - Valores de inclinação de talude natural com a horizontal.	164
Tabela 6.15 - Compressão unidimensional: fator de fraturamento B_g	172
Tabela 6.16 - Parâmetros das envoltórias de resistência dos enrocamentos nos ensaios de compressão triaxial.	183
Tabela 6.17 - Parâmetros de deformabilidade E e n dos enrocamentos em compressão triaxial.	185
Tabela 6.18 - Parâmetros das envoltórias de resistência dos enrocamentos em cisalhamento direto.	196
Tabela 6.19 - Fatores de escala médios nos ensaios de cisalhamento direto.....	202
Tabela 6.20 - Valores do módulo M nos ensaios de compressão unidimensional UNI e compressão triaxial TRI.....	214
Tabela 6.21 - Valores do módulo G determinados nos ensaios de cisalhamento direto CIS e de compressão triaxial TRI para enrocamentos com $d_{50} = 26\text{mm}$	217
Tabela 7.1 - Índices de alteração em relação à resistência ao cisalhamento obtidos de ensaos de cisalhamento direto, $d_{50} = 26\text{mm}$	224
Tabela 7.2 - Previsão da resistência ao cisalhamento do enrocamento de Marimbondo com 75 anos de alteração natural no campo, $d_{50} = 26\text{mm}$ - Cisalhamento direto.	226

Tabela 7.3 - Parâmetros de ajuste das curvas S'_v vs. e_v dos enrocamentos densos, $d_{50} = 26\text{mm}$	230
Tabela 7.4 - Índices de alteração em relação à compressibilidade obtidos de ensaios de compressão unidimensional, $d_{50} = 26\text{mm}$	231
Tabela 7.5 - Previsão da curva S'_v vs. e_v para 75 anos de alteração natural do enrocamento de basalto, $d_{50} = 26\text{mm}$	234
Tabela 7.6 - Índices de alteração para a resistência ao fraturamento de partículas.	236
Tabela 7.7 - Parâmetros de ajuste das curvas do índice I_{Dm} com o tempo t_{lix} expresso em horas.	238
Tabela 7.8 - Previsão da carga de fraturamento Q_a para 75 anos de alteração natural do enrocamento de basalto.	239
Tabela 7.9 - Valores da constante C para determinação da resistência à compressão uniaxial.	241
Tabela 7.10 - Índices de alteração em relação a $I_{s(50)}$	243
Tabela 7.11 - Valores da constante C' para determinação do módulo de Young.	244
Tabela 7.12 - Índices de alteração relativos aos parâmetros obtidos através dos ensaios de compressão uniaxial na rocha.	246
Tabela 7.13 - Previsão dos parâmetros E e q_u do basalto de Marimbondo para 75 anos de alteração natural.	247
Tabela 7.14 - Índices de alteração para a resistência ao fraturamento de partículas.	248
Tabela 7.15 - Previsão da perda de massa para 75 anos de alteração natural do basalto de Marimbondo nos ensaios SD e MD.	249

LISTA DE SÍMBOLOS

Abreviações:

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i>
ASTM	<i>American Society for Testing Materials</i>
BSI	<i>British Standards Institution</i>
c.p.	Corpo de prova
CBGB	Comitê Brasileira de Grandes Barragens
CEDEX	<i>Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas</i>
CESP	Companhia Elétrica de São Paulo
CFE	<i>Comisión Federal de Electricidad</i> (México)
CIRIA	<i>Construction Industry Research and Information Association</i>
CIS	Ensaio de cisalhamento direto
CIS ₁₀₀	Ensaio de cisalhamento direto na caixa de quadrada de 1,0m de lado
CIS ₃₀	Ensaio de cisalhamento direto na caixa de quadrada de 0,3m de lado
CRB.....	<i>Country Roads Board</i>
EN	<i>Europäische Norm</i>
Esc.....	Escala
HRB.....	<i>Highway Research Board</i>
ISMES.....	Instituto de Mecânica dos Solos
ISO.....	Ensaio de compressão isotrópica
ISRM.....	<i>International Society for Rock Mechanics</i>
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
Lab.	Laboratório
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Portugal
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
MD	Ensaio de lixiviação micro Deval
N.A.....	Nível d'água
no.....	Número
PUC-Rio.....	Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
PVC.....	Poli Vinil Clorado
PBA.....	Poli n-Butil Acrilato
SD	<i>Slake durability test</i>
TRI	Ensaio de compressão triaxial drenada
UHE.....	Usina hidroelétrica
UK.....	<i>United Kingdom</i>
UNAM	Universidad Autónoma de Méjico (Instituto de Ingeniería)
UNE	Norma Española
UNI.....	Ensaio unidimensional
UNI ₁₀₀	Ensaio unidimensional na câmara circular de 1,0m de diâmetro
UNI ₃₀	Ensaio unidimensional na câmara quadrada de 0,3m de lado
USA.....	<i>United States of American</i>
WDD.....	<i>Water Development Department</i>

Símbolos:

- (1), (2) e (3)....Convenção de nomenclatura que indica a primeira, segunda e terceira série de ensaios, respectivamente
- (c), (r) e (i)Indicador das fases de carregamento, recarregamento e inundação do ensaio
- A Porcentagem de minerais primários (Irfan e Dearmam,1978)
- a Parâmetro da curva ajustada aos resultados dos ensaios
- AE Parâmetro da curva tensão *vs.* deformação ajustada aos resultados dos ensaios unidimensionais
- A_n Absorção da partícula com diâmetro nominal n
- A_{st} Área da superfície de ruptura da partícula
- B Somatório da porcentagem de minerais secundários, de vazios e de fissuras (Irfan e Dearmam,1978); módulo de deformação volumétrica (*Bulk modulus*)
- b Parâmetro da curva ajustada aos resultados dos ensaios
- BE Parâmetro da curva tensão *vs.* deformação ajustada aos resultados ensaios unidimensionais
- B_g Grau de fraturamento das partículas do material (Marsal, 1973a)
- C e C' Constates de determinação experimental
- c' Intercepto coesivo
- C_c Coeficiente de curvatura
- C_f Coeficiente de forma (Marsal, 1973a)
- C_u Coeficiente de uniformidade
- d Altura da partícula prismática
- d Convenção de nomenclatura que indica ensaios em amostras densificadas (densas)
- D Diâmetro dos corpos de prova (compressão diametral); dimensão mínima do corpo de prova de enrocamento
- DA Densidade aparente (Urmeneta, 1997)
- DAP Índice de qualidade de absorção (Smith *et al.*,1970)
- DC Resistência à compressão uniaxial (Urmeneta, 1997)
- D_e Diâmetro equivalente em centímetros
- D_i Dimensão média de uma partícula i (Marsal, 1973a);
- d_i Diâmetro característico da granulometria correspondente a i % de material retido (i assume os valores de 10, 15, 30, 50, 60, 85 e 100%)
- D_m Diâmetro médio da partícula
- d_{max} Dimensão máxima da partícula
- D_n Diâmetro nominal
- D_r Densidade relativa
- E Módulo de deformabilidade tangente a 50% da resistência de ruptura no ensaio de compressão uniaxial; módulo de deformação do maciço de enrocamento (*Young's modulus*); Módulo elástico linear do revestimento obtido através de ensaio de tração (Veiga Pinto, 1983); módulo de deformabilidade da rocha basáltica da Pedreira
- e e e_o Índice de vazios e índice de vazios inicial, respectivamente
- E_i e E_{50} Módulo de Young inicial e a 50% da tensão S_{tr} , respectivamente
- E_j Potencial de evaporação relativo ao mês mais quente do ano (Weinert,1964; 1968)
- E_o Módulo de deformabilidade da rocha basáltica intacta

- FSomatório da porcentagem de material perdido da amostra intacta, após ensaio (Farjallat, 1971); fator de escala; fator de escala do enrocamento alterado
- fConvencção de nomenclatura que indica ensaios em amostras vertidas (fofas)
- F_oFator de escala do enrocamento intacto
- GConvencção de nomenclatura que identifica ensaio com o granito da Barragem de Serra da Mesa
- G, G_i e G_{50}Módulo cisalhante (*Shear modulus*), módulo cisalhante inicial e a 50% da tensão de ruptura, respectivamente
- G_{ap} e G_{apn}Peso específico aparente da partícula e Peso específico aparente da partícula com diâmetro nominal n , respectivamente
- G_sPeso específico real dos grãos ou partículas
- G_{sss}Peso específico saturado com superfície seca da partícula
- H, hAltura do corpo de prova e altura da caixa de cisalhamento, respectivamente
- IÍndice resultado do ensaio de abrasão em amostras úmidas (Smith *et al.*,1970); somatório da porcentagem de material perdido após a alteração e ensaio da amostra alterada (Farjallat, 1971); índice de qualidade ou índice físico de qualidade
- iConvencção de nomenclatura que indica uma fase de inundação durante o ensaio
- I_cÍndice de conservação (Urmeneta, 1997)
- I_DÍndice de degradação (Buzatti,1975; 1987)
- I_{Dm}Índice de alteração relativo à carga de fraturamento função do diâmetro médio das partículas
- I_EÍndice de alteração relativo à deformabilidade da rocha
- I_FÍndice de alteração relativo ao fator de escala
- IMFÍndice de qualidade granulométrico (Frazão,1993)
- I_PÍndice de qualidade (Irfan e Dearmam,1978)
- I_{PM}Índice de qualidade de perda de massa (Ladeira e Minette,1984; Farjallat, 1971)
- I_qÍndice de alteração relativo à resistência à compressão uniaxial da rocha
- $I_{s(50)*}$Valor médio de $I_{s(50)}$ em amostras secas e úmidas (Fookes *et al.*, 1988)
- $I_{s(50)}$Valor de I_s para $d = 50\text{mm}$; valor de I_s para $d = 50\text{mm}$ do basalto alterado
- $I_{s(50)o}$Valor de I_s para $d = 50\text{mm}$ do basalto intacto
- I_sÍndice de carregamento pontual
- I_{SD} e I_{MD}Índice de alteração relativo à perda de massa nos ensaios *slake durability test* e *desgaste micro Deval*, respectivamente
- I_{Sv}Índice de alteração relativo à envoltória de resistência ou à compressibilidade, função da tensão vertical efetiva do maciço de enrocamento
- KÍndice de qualidade micropetrográfico (Mendes *et al.*,1966); relação entre a tensão horizontal e a vertical no aterro de barragem
- K_0Coeficiente de empuxo no repouso
- K_0^*Coeficiente de empuxo no repouso determinado na câmara de compressão unidimensional UNI_{100}
- k_fEnvoltória de ruptura
- K_DÍndice de qualidade (Farjallat, 1971)
- LConvencção de nomenclatura que identifica o basalto da Pedreira alterado por lixiviação contínua
- lComprimento da partícula prismática

- M.....Convenção de nomenclatura que identifica ensaios no basalto da Barragem de Marimbondo
- MEstabilidade dos minerais secundários (Cole e Sandy,1980); teor de minerais primários e secundários (CRB, 1982); módulo de compressibilidade (*Constrained modulus*)
- mValores de Y_i minerais alterados (Mendes *et al.*,1966)
- $MAIV$Índice de impacto modificado (Hosking e Tubey, 1969)
- MDDeformação à compressão uniaxial (Urmeneta, 1997)
- MFMódulo de finura (Frazão,1993)
- M_fMassa seca depois do ensaio de caracterização (Ladeira e Minette,1984; Farjallat, 1971)
- MF_oMódulo de finura do material intacto (Frazão,1993)
- MF_wMódulo de finura do material alterado (Frazão,1993)
- M_iMassa seca antes do ensaio de caracterização (Farjallat, 1971; Ladeira e Minette,1984)
- M_nPorcentagem de massa da fração granulométrica com diâmetro nominal n
- NFator climático (Weinert,1964; 1968); número total de pontos observados (Wylde,1980, 1982); quantidade de peneiras (Buzatti,1975; 1987)
- nValores de X_i minerais são (Mendes *et al.*,1966), número de partículas (Marsal, 1973a)
- N_cMenor número de contatos dos fragmentos com cada uma das placas (superior ou inferior) (Marsal, 1969)
- N_iNumero de pontos com classificação de finos igual a i (Wylde,1980, 1982)
- PPorcentagem de minerais secundários (Cole e Sandy,1980); porcentagem de perda devido a alteração do material rochoso (Yoshida, 1972); carga correspondente ao aparecimento da fratura primária no corpo de prova no ensaio brasileiro, carga de ruptura nos ensaios de carregamento pontual; força no momento da ruptura da primeira partícula (Marsal, 1969)
- PConvenção de nomenclatura que identifica ensaios no basalto da Pedreira Rio Grande
- PAPorosidade (Urmeneta, 1997)
- P_aPrecipitação anual (Weinert,1964; 1968)
- paPressão atmosférica
- PD_mPonto correspondente ao diâmetro D_m
- pHPotencial hidrogeniônico
- p_iPeso de uma partícula i (Marsal, 1973a)
- P_i e P_jCoeficientes (pesos) que avaliam os efeitos da mineralogia e das fissuras nas propriedades mecânicas da rocha (Mendes *et al.*,1966)
- PMPerda de massa ocorrida em ensaios de desgaste (Ladeira e Minette,1984; Farjallat, 1971)
- PM_oPerda de massa do material alterado (Ladeira e Minette,1984; Farjallat, 1971)
- PM_wPerda de massa do material intacto (Ladeira e Minette,1984; Farjallat, 1971)
- PS'_vPonto correspondente à tensão S'_v
- Q_aCarga de ruptura ao fraturamento das partículas (Marsal, 1969); carga de fraturamento das partículas de basalto alterado
- Q_{ao}Carga de fraturamento das partículas de basalto intacto
- q_uResistência à compressão uniaxial da rocha; resistência à compressão uniaxial da rocha basáltica alterada

q_{uo}	Resistência à compressão uniaxial da rocha basáltica intacta
R	Coefficiente de correlação da curva interpolada
RD	Desgaste por fricção (Urmeneta, 1997)
RDI_d	Índice de qualidade aplicado ao caso de solicitações dinâmicas do material rochoso (Fookes <i>et al.</i> , 1988)
RDI_s	Índice de qualidade aplicado ao caso de solicitações estáticas do material rochoso (Fookes <i>et al.</i> , 1988)
r_e	Raio externo do revestimento
R_f	Índice de qualidade da resistência (Yoshida, 1972)
R_f	Resistência mecânica do material alterado (Yoshida, 1972)
R_i	Resistência mecânica do material intacto (Yoshida, 1972)
r_i	Raio interno do revestimento
R_{sm}	Índice de minerais secundários (Cole e Sandy, 1980)
RT	Resistência à tração (Urmeneta, 1997)
S	Teor de minerais secundários, de vazios e de microfissuras (CRB, 1982)
SG_{ssd}	Peso específico saturado com superfície seca (Fookes <i>et al.</i> , 1988)
SMC	Índice minerais secundários (CRB, 1982)
SST	Sanidade ao sulfato de magnésio (Hosking e Tubey, 1969)
t	Espessura do corpo de prova no ensaio brasileiro
TF	Fator de textura (Wylde, 1980, 1982)
t_{lix}	Tempo de lixiviação contínua
$t_{lix(25anos)}$	Tempo de lixiviação contínua em horas correspondente ao tempo de alteração natural no campo por 25 anos
t_{nat}	Tempo de alteração natural no campo
TR	Textura (Cole e Sandy, 1980)
U	Convenção de nomenclatura que identifica ensaios no basalto da Pedreira com alteração por ciclos de umidade
u	Convenção de nomenclatura que indica ensaios em amostra inundada desde o início do ensaio
v	Volume total da amostra
v_f	Volume das partículas fraturadas no ensaio geomecânico
w	Largura da partícula prismática; umidade
WA	Absorção de água (Fookes <i>et al.</i> , 1988)
W_{kf}	Porcentagem do peso de material na fração k em relação ao peso total da amostra depois do ensaio geomecânico
W_{ki}	Porcentagem do peso de material na fração k em relação ao peso total da amostra antes do ensaio geomecânico
X	Raio
x_o e x	Características físicas do material no estado intacto e alterado, respectivamente
y	Variável que assume o valor x_o ou x
$(s'_1/s'_3)_f$	Razão entre as tensões principais maior e menor na ruptura
D	Afastamento entre as curvas granulométricas do material intacto e do material alterado, para a peneira i (Buzatti, 1975; 1987)
DL	Deslocamento da caixa de cisalhamento direto
DW_{ki}	Diferença entre as porcentagens de peso de material na fração k em relação ao peso total da amostra antes e depois do ensaio geomecânico
Ds_3	Acréscimo de tensão de principal menor
e_l	Deformação na direção de s'_1

e_3	Deformação na direção de S'_3
e_{axi}	Deformação axial
e_r	Deformação radial do revestimento
e_{rad}	Deformação radial
e_v	Deformação vertical; deformação vertical do enrocamento alterado
e_{vo}	Deformação vertical do enrocamento intacto
e_{vol}	Deformação volumétrica
f	Ângulo de resistência ao cisalhamento efetivo
f_{int}	Diâmetro interno
f_{nat}	Ângulo de talude natural
g	Deformação cisalhante
g_i	Peso específico seco
g_g	Peso específico aparente dos grãos (Marsal, 1973a).
g_{max}	Peso específico seco máximo
g_{min}	Peso específico seco mínimo
g	Peso específico da partícula com diâmetro nominal i
n, n_i e n_{50}	Coefficiente de Poisson, n inicial e n correspondente a 50% de S_{ur}
p	Pi
θ	Ângulo de reflexão
S'_1	Tensão efetiva principal maior
S'_3	Tensão efetiva principal menor
S'_r	Tensão efetiva de ruptura, normal ao plano ruptura
S'_v	Tensão efetiva vertical
S_u	Tensão axial
S_d	Tensão desviadora
S_{ur}	Tensão desviadora na ruptura
S_t	Resistência à tração no ensaio brasileiro
t	Tensão cisalhante no plano de ruptura; resistência ao cisalhamento do enrocamento alterado
t_o	Tensão cisalhante do enrocamento intacto

Unidades:

cm	Centímetro	N	Newton
g	Gramma	°	Grau
GPa	Giga-Pascal (10^9 Pa)	°C	Grau centígrado
h	Hora	t	Tonelada
kg	Quilograma	μ	Micro (10^{-6})
km	Quilometro		
kN	Quilo-Newton (10^3 N)		
kPa	Quilo-Pascal (10^3 Pa)		
m	Metro		
min	Minuto		
mm	Milímetro		
MPa	Mega-Pascal (10^6 Pa)		
MW	Mega-Watt (10^6 W)		

Capítulo 1 - INTRODUÇÃO

1.1. Considerações iniciais

O enrocamento, utilizado como material de construção, é tradicionalmente definido como um conjunto de partículas rochosas com diâmetro variável entre 2 a 200cm, podendo apresentar pequena porcentagem de finos (material que passa na peneira com abertura de 4,76mm). A dimensão e o tipo das partículas usadas no enrocamento estão diretamente relacionados à disponibilidade do material e à finalidade da obra. Atualmente, não existem limitações na definição do diâmetro mínimo das partículas de enrocamentos. Normalmente, especifica-se o limite da porcentagem de material fino, de modo a garantir que não ocorra desenvolvimento de pressão nos poros do enrocamento. Para isso, o coeficiente de permeabilidade deve ser superior a 10^{-3} cm/s (Penman e Charles, 1971). Já a dimensão máxima depende, principalmente, do tipo de equipamento de compactação e da espessura das camadas do material densificado. Segundo Matherson (1986), o diâmetro máximo deve ser da ordem de $\frac{3}{4}$ da espessura da camada compactada. Do ponto de vista granulométrico, pode-se concluir que o conceito de enrocamento é relativamente amplo, mas é dependente da estrutura em que se pretende utilizá-lo.

Os principais campos de aplicação dos enrocamentos são as barragens, as obras portuárias, as vias de comunicação e os aeroportos. Dentre estes, destaca-se a construção das grandes barragens onde os enrocamentos mostraram o seu grande potencial de utilização, tanto no que se refere aos custos, quanto às características geomecânicas.

Apesar dos enrocamentos serem utilizados desde os tempos mais remotos, os métodos empregados na construção mostraram significativo desenvolvimento somente nos últimos cinquenta anos. Tal desenvolvimento ocorreu, principalmente, na tecnologia de equipamentos e processos de desmonte, transporte e densificação de materiais rochosos. Destaca-se, ainda, a evolução do conhecimento sobre o comportamento dos maciços de enrocamento, que impulsionou o uso crescente de previsões de comportamento de enrocamentos, baseadas em dados de instrumentações no campo e de ensaios no laboratório.

Vários ensaios no laboratório e no campo são indicados na literatura com o objetivo de determinar as características dos materiais de enrocamento. Tais características podem ser

divididas em 4 grupos: físicas e químicas, petrográficas, relativas ao desgaste e mecânicas. Existem ainda as propriedades hidráulicas, todavia, não são abordadas no presente trabalho. Na caracterização mecânica, especificamente, a execução de ensaios em enrocamentos envolve normalmente equipamentos de grandes dimensões.

Atualmente, com o nível tecnológico alcançado pela construção civil, os processos construtivos permitem a aplicação de métodos de densificação mais eficientes dos aterros de enrocamento. Além disso, a construção civil busca, cada vez mais, o aproveitamento máximo dos materiais disponíveis. Assim, observa-se uma tendência de emprego de rochas de menor qualidade, como por exemplo, as rochas alteradas e fissuradas, mais susceptíveis às variações de resistência e de deformabilidade. Tais variações são provocadas por diversos fatores inerentes aos materiais e ao meio ambiente. Dentre estes fatores, destaca-se a alteração da rocha.

A alteração constitui-se nas modificações das características das rochas e seus minerais constituintes, em virtude de sua exposição aos agentes do meio ambiente exógeno. Tais modificações ocorrem de modo gradativo e originam produtos de alteração estáveis nas novas condições de temperatura e pressão do meio. Em enrocamentos, os principais agentes de alteração são de ordem climática, envolvendo processos físicos e/ou processos químicos.

Particularmente nos enrocamentos, verifica-se a ocorrência de dois processos básicos de alteração: a desagregação provocada pelas variações de umidade e temperatura da rocha e a decomposição ocasionada em virtude de reações físico-químicas dos minerais constituintes do material. A intensidade com que estes processos de alteração atuam no enrocamento é função, principalmente, do tipo da rocha e das condições atmosféricas.

Os principais efeitos da alteração de materiais rochosos utilizados em obras da construção civil são a redução de resistência, o aumento da deformabilidade, a modificação da permeabilidade e a redução da aderência (adesividade). Estes efeitos são de fundamental importância no estudo do comportamento de materiais rochosos utilizados como enrocamentos e constituem tema de vários relatos na literatura nacional e internacional.

A nível nacional destaca-se o relato de Frazão e Caruso (1983) sobre a alterabilidade de rochas basálticas, utilizadas como material de construção em algumas barragens do Alto Paraná. Este trabalho ressalta a importância do conhecimento das características dos basaltos utilizados como enrocamento.

1.2. Motivação e objetivos da tese

A observação da alteração dos enrocamentos de rocha basáltica de várias barragens de Furnas Centrais Elétricas S.A. despertou o interesse na avaliação do comportamento geomecânico atual dos enrocamentos. Visitas técnicas em barragens de sua propriedade, principalmente as barragens de Marimbondo e de Porto Colômbia, indicaram que os enrocamentos basálticos apresentam alteração significativa, mais especialmente, o enrocamento localizado na faixa de variação do nível d'água dos reservatórios.

No intuito de tentar responder às crescentes dúvidas quanto a vida útil dos basaltos empregados como material de construção no Brasil, este trabalho procura avaliar os efeitos da alteração destes materiais aplicados, em particular, como enrocamentos.

Selecionou-se, como material de estudo, o basalto denso da Barragem de Marimbondo localizada na divisa dos estados de São Paulo e Minas Gerais. A escolha deste basalto se deve ao tempo de alteração natural do material, de cerca de 25 anos de exposição às condições atmosféricas. Esta exposição provocou a alteração significativa da rocha. Outro condicionante na escolha deste material foi a disponibilidade de amostras representativas do basalto de enrocamento da Barragem de Marimbondo no estado intacto, isto é, na fase de construção. A Pedreira Rio Grande, localizada nas proximidades da Barragem, foi selecionada para a obtenção das amostras de basalto em estado intacto.

O objetivo da avaliação da alterabilidade destes basaltos reside principalmente na obtenção de dados que permitam a previsão da resistência e deformabilidade do enrocamento a longo prazo. Para isso, foi estabelecido um programa experimental de ensaios em laboratório, onde foram utilizados, entre outros, equipamentos de grandes dimensões. Destaca-se o desenvolvimento de um equipamento soxhlet de grandes dimensões para alteração acelerada de amostras de enrocamento no laboratório. O equipamento altera, por lixiviação contínua, corpos de prova com cerca de 590N (\cong 60Kg) de material de enrocamento.

Paralelamente ao estudo dos basaltos foi desenvolvido, também com apoio de Furnas, um estudo do enrocamento de granito da Barragem de Serra da Mesa localizada no Estado de Goiás, a aproximadamente 200km de Brasília. Este estudo adicional teve por objetivo principal fornecer dados experimentais para uma avaliação da influência da litologia da rocha, restrita a basalto e granito, no comportamento mecânico dos enrocamentos.

1.3. Escopo da tese

A tese se compõe de 8 capítulos, apresentando inicialmente, neste capítulo a introdução ao tema da pesquisa desenvolvida.

O Capítulo 2 aborda o comportamento mecânico de enrocamentos. Tal abordagem é feita através da revisão bibliográfica dos vários fatores que interferem no comportamento mecânico das partículas constituintes do enrocamento (partículas individuais) e no comportamento do enrocamento como meio granular (conjunto de partículas). Em relação ao comportamento mecânico das partículas constituintes, os fatores mais relevantes são: resistência ao fraturamento, forma, atrito entre partículas, tipo de rocha e minerais e estado de alteração da rocha. Em relação ao comportamento mecânico do enrocamento, destacam-se: estado de tensão, estado de compactação, fator de escala, distribuição granulométrica e adição de água. O capítulo também discute aspectos relacionados com os procedimentos de ensaios no laboratório que influenciam o comportamento de enrocamentos. O capítulo envolve, ainda, a revisão crítica dos ensaios para determinação das propriedades dos enrocamentos apresentados na literatura, destacando os equipamentos de grandes dimensões.

O Capítulo 3 trata da alteração e da alterabilidade dos enrocamentos. Tem início a revisão de conceitos fundamentais para a compreensão dos processos de alteração envolvidos nas rochas. São discutidos os efeitos da alteração nas rochas utilizadas como material de construção ou como maciço e apresentadas considerações sobre o fenômeno, os mecanismos e os agentes de alteração. Mostra ainda, aspectos sobre a alteração de basaltos no Brasil. O capítulo expõe também uma revisão detalhada dos procedimentos de avaliação da alterabilidade de materiais rochosos através de índices de alteração. Finalmente são discutidas as metodologias utilizadas para avaliação da alterabilidade de enrocamentos, destacando-se a aplicabilidade das metodologias, os procedimentos de amostragem, a simulação da alteração natural de forma acelerada no laboratório (ciclos de umidade e lixiviação contínua), os parâmetros relevantes na caracterização do comportamento do enrocamento e a previsão a longo prazo do seu comportamento.

O Capítulo 4 apresenta uma descrição dos materiais e das obras envolvidos no estudo. Descreve a Barragem de Marimondo, a Pedreira Rio Grande e a Barragem de Serra da Mesa, enfocando, também, as características geológicas e climáticas das regiões. Apresenta uma descrição petrográfica dos basaltos, com destaque para o fato de que o basalto da Pedreira é realmente representativo do basalto da Barragem de Marimondo na fase de construção.

Descreve também os processos de alteração natural observados no enrocamento de basalto da Barragem de Marimbondo. O capítulo relata ainda as características granulométricas dos enrocamentos das barragens consideradas.

O Capítulo 5 apresenta o programa experimental e os procedimentos de ensaio, indicando o número de ensaios e as características iniciais dos corpos de prova. Inicialmente são discutidos aspectos sobre a amostragem dos materiais de enrocamento (testemunhos da rocha, partículas e enrocamento como meio granular). Faz a descrição dos ensaios de alteração em laboratório, destacando o desenvolvimento do equipamento soxhlet de grandes dimensões utilizado para lixiviação contínua de amostras de enrocamento com 590N (\cong 60kg). Apresenta todos os ensaios realizados para a caracterização das partículas e da rocha de enrocamento, a saber: densidade específica, absorção, coeficiente de forma, fraturamento de partículas, carregamento pontual, esclerometria, compressão uniaxial, compressão diametral e desgaste. Mostra também os ensaios para caracterização do enrocamento como meio granular, representados pelos ensaios de: inclinação de talude natural, compressão unidimensional, compressão triaxial, adensamento isotrópico e cisalhamento direto. São descritos detalhadamente os equipamentos de grandes dimensões utilizados no programa experimental.

O Capítulo 6 apresenta e discute os resultados dos ensaios do programa experimental. O capítulo divide-se, essencialmente, em duas partes. A primeira apresenta os resultados dos ensaios de caracterização das partículas e da rocha de enrocamento, onde as principais variáveis estudadas são: alteração, litologia, dimensão das partículas e saturação. A segunda parte mostra os resultados dos ensaios no enrocamento como meio granular, na qual as principais variáveis investigadas são: alteração, litologia, granulometria, densidade, dimensão máxima das partículas, dimensão do corpo de prova e saturação. Uma análise comparativa dos resultados dos ensaios no laboratório é desenvolvida buscando a compreensão da influência das características das partículas individuais e do enrocamento como meio granular no comportamento dos enrocamentos de basalto e de granito considerados. Enfatiza-se a influência da alterabilidade do basalto, no comportamento mecânico do enrocamento de Marimbondo. O capítulo também apresenta a análise comparativa entre os parâmetros de resistência, coeficiente de empuxo em repouso e os módulos de compressibilidade, volumétrico e cisalhante obtidos nos diferentes ensaios.

O Capítulo 7 avalia o comportamento, a longo prazo, do enrocamento de basalto da Barragem de Marimbondo. A partir dos resultados dos ensaios apresentados no Capítulo 7, realiza-se uma previsão do comportamento do enrocamento de Marimbondo considerando-se 75 anos de alteração natural no campo. A previsão é feita em termos de envoltória de resistência obtida a partir dos ensaios de cisalhamento direto, módulo de compressibilidade obtidos a partir dos ensaios de compressão unidimensional, resistência ao fraturamento das partículas obtida nos ensaios de fraturamento, módulo de deformação e resistência da rocha obtidos nos ensaios de compressão uniaxial e desgaste das partículas.

Finalmente, o Capítulo 8 apresenta as principais conclusões deste trabalho e algumas sugestões para pesquisas futuras.

O trabalho compõe-se ainda de três apêndices. O primeiro apresenta uma descrição petrográfica detalhada dos basaltos de Marimbondo e da Pedreira Rio Grande. O Apêndice II apresenta os resultados dos ensaios nas partículas e na rocha de enrocamento, representados por carregamento pontual em partículas, fraturamento de partículas e compressão uniaxial na rocha. O Apêndice III mostra os resultados dos ensaios de caracterização do enrocamento como meio granular, representados por compressão unidimensional, compressão triaxial e cisalhamento direto.

Capítulo 2 - COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE ENROCAMENTOS

2.1. Introdução

A engenharia civil vem, nas últimas décadas, observando uma crescente importância do estudo do comportamento mecânico de enrocamentos. Justifica-se tal fato pelo aumento da utilização destes materiais em obras de porte, como por exemplo, as grandes barragens brasileiras.

Neste mesmo período, como previsto por Mello (1975), a evolução computacional ocorreu de forma mais rápida que o desenvolvimento do setor de investigações geotécnicas dos materiais de enrocamento. No entanto, observou-se grandes avanços no estudo do comportamento mecânico de enrocamentos, devido à grande quantidade de obras instrumentadas e à disponibilidade de equipamentos especiais de grandes dimensões nos laboratórios de pesquisas.

Contudo, ainda há limitações ou impedimentos de ordem prática para a execução de ensaios no laboratório em amostras de enrocamento em escala real. A determinação dos parâmetros geotécnicos destes materiais a partir de ensaios no laboratório em corpos de prova em escala reduzida pode gerar erros consideráveis entre os valores calculados e os observados no campo (Marsal, 1977). Já os resultados de retroanálises de instrumentação no campo não podem ser aplicados indiscriminadamente em outras obras, a menos que haja similaridade dos materiais de enrocamento, do tipo de estrutura e de procedimentos construtivos, o que não é nada corriqueiro.

Todos estes aspectos justificam e encorajam o desenvolvimento de mais pesquisas sobre o comportamento geomecânico de enrocamentos. Para tanto é necessário conhecer os fatores que condicionam o comportamento dos enrocamentos, bem como a forma pela qual estes fatores podem ser avaliados em laboratório e campo.

Este capítulo aborda, portanto, a influência da variação das características da estrutura granular dos enrocamentos e das partículas constituintes no comportamento mecânico do enrocamento, baseando-se em resultados de ensaios no laboratório apresentados na literatura.

2.2. Fatores que condicionam o comportamento dos enrocamentos

Para uma melhor compreensão do comportamento mecânico dos enrocamentos, tanto do maciço de enrocamento no campo quanto dos corpos de prova no laboratório, faz-se necessária a avaliação dos diversos fatores que influenciam no seu comportamento. Para tanto, considera-se os seguintes aspectos:

- estado de tensão;
- partículas constituintes do enrocamento (consideradas individualmente);
- enrocamento como meio granular (considerado como um conjunto de partículas);
- procedimentos de ensaio.

2.2.1. Estado de tensão

O estado de tensão talvez seja o fator mais importante para a avaliação correta do comportamento dos enrocamentos. Durante o processo de modificação do estado de tensão dos enrocamentos, a deformação do material origina dois efeitos distintos nas partículas e na estrutura granular. O primeiro, na fase inicial do carregamento, é a compressão elástica da partícula de rocha. Quando a tensão num ponto de contato iguala-se à tensão resistente, pode ocorrer a ruptura ou quebra da partícula e, eventualmente, o fraturamento. Isto caracteriza o segundo efeito, que é o rearranjo das partículas através do deslizamento e do rolamento entre si, de forma a atingir um novo estado de equilíbrio. O rearranjo das partículas, por sua vez, depende do fraturamento das mesmas. Ambos os efeitos, o fraturamento e o rearranjo de partículas, ocorrem simultaneamente.

Estes efeitos dependem, especialmente, do grau de interferência entre as partículas, definido pela disposição e a capacidade de movimentação que as partículas têm entre si, isto é, o imbricamento entre partículas.

O imbricamento entre as partículas de um enrocamento depende fundamentalmente da natureza do material e do grau de compacidade, além do estado de tensões. Deve-se considerar ainda a influência das características do enrocamento como um meio granular. Destaca-se que a dependência da natureza do material pode ser avaliada inicialmente pelas propriedades intrínsecas das partículas constituintes do enrocamento.

O imbricamento entre as partículas de um material sob cisalhamento é máximo quando se observa uma dilatação acentuada do material (aumento de volume). Sob tais condições, as partículas na zona de cisalhamento sofrem uma modificação do arranjo que gera um aumento das forças de contato e, conseqüentemente, um aumento do fraturamento. Após esta condição, que caracteriza a ruptura do material, qualquer que seja o rearranjo das partículas, não se verifica um aumento da resistência ao cisalhamento.

Observações experimentais indicam que, numa fase inicial de carregamento, as propriedades do enrocamento dependem, sobretudo, da mobilidade relativa entre as partículas. Já na fase final, as propriedades são condicionadas, principalmente, pelo fraturamento das partículas. Associado a esta observação, destaca-se o efeito que melhor ilustra a influência do estado de tensão no comportamento de enrocamentos, correspondente à não-linearidade da envoltória de resistência.

Leps (1970) realizou uma análise detalhada da influência do nível de tensões na resistência ao cisalhamento utilizando resultados de 100 ensaios triaxiais em materiais diferentes correspondentes a 15 variedades de rocha. A Figura 2.1 apresenta a variação da tensão normal à superfície de ruptura \mathbf{s}'_r com o ângulo de resistência ao cisalhamento \mathbf{f} obtida pelo autor. Verifica-se destes resultados a redução do ângulo de resistência ao cisalhamento \mathbf{f} com o nível de tensão normal \mathbf{s}'_r .

Outra forma de avaliar a influência do estado de tensão na resistência dos enrocamentos é através da variação da razão das tensões principais $(\mathbf{s}'_1/\mathbf{s}'_3)_f$ na ruptura com a tensão de confinamento \mathbf{s}'_3 (Figura 2.2). Neste caso, o ângulo de resistência ao cisalhamento \mathbf{f} , considerando o material não-coesivo, pode ser determinado através do círculo de Mohr pela seguinte expressão:

$$\mathbf{f} = \text{sen} \left(\frac{\left(\left(\frac{\mathbf{s}'_1}{\mathbf{s}'_3} \right)_f - 1 \right)^{-1}}{\left(\left(\frac{\mathbf{s}'_1}{\mathbf{s}'_3} \right)_f + 1 \right)} \right) \quad (2.1)$$

onde t e s_r são as tensões cisalhante e normal ao plano de ruptura e a e b são os parâmetros de resistência do material, obtidos através do ajuste da curva aos resultados dos ensaios.

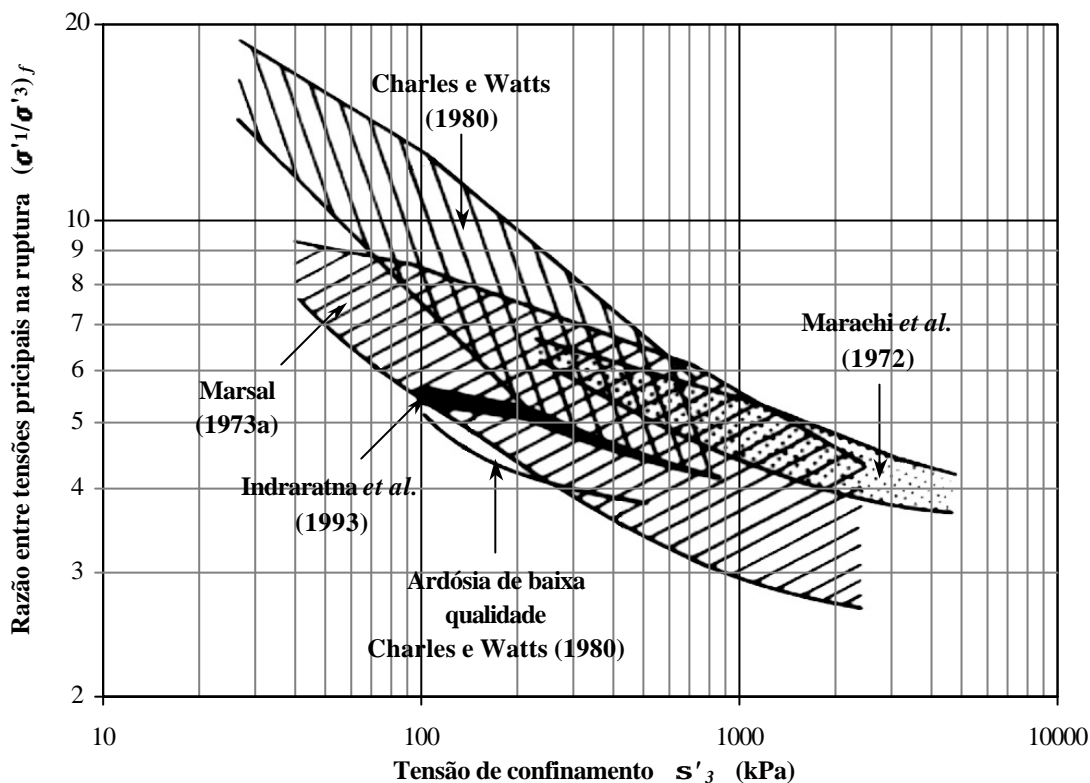


Figura 2.2 - Variação da razão entre tensões principais na ruptura com a tensão de confinamento.

Tendo em vista que o valor de a depende do sistema de unidades e varia com o valor de b , tais parâmetros não apresentam um significado físico claro. A Tabela 2.1 apresenta valores típicos dos parâmetros a e b de enrocamentos sob condição de compressão triaxial, utilizando equipamentos de grandes dimensões. Nesta tabela são apresentados também os valores do ângulo de resistência ao cisalhamento \mathbf{f} e do intercepto coesivo c' para tensões s'_3 de 200, 500 e 2000kPa, que correspondem à níveis de tensões baixo, médio e alto, respectivamente. O ângulo \mathbf{f} é definido pela inclinação da reta tangente à envoltória de resistência para um determinado valor de tensão s'_3 . Nesta mesma tensão s'_3 , a reta tangente à envoltória corta o eixo das abscissas (tensão cisalhante) no intercepto coesivo c' . Destaca-se que os enrocamentos não são matérias coesivos, deste modo o valor de c' vem apenas da imposição de uma reta que tangencia a envoltória real curva.

Tabela 2.1 - Parâmetros de resistência de enrocamentos de diferentes rochas.

Tipo de rocha	Envoltória		Parâmetros de resistência para s'_3					
	a (kPa)	b	200 kPa		500 kPa		2000 kPa	
			f	c' (kPa)	f	c' (kPa)	f	c' (kPa)
Andesito ($g_t = 20\text{kN/m}^3$ e $w = 9\%$) ⁽¹⁾	2,67 a 2,91	0,83 a 0,86	43,2	65,77	39,4	137,98	37,5	201,70
Andesito ($g_t = 26\text{kN/m}^3$ e $w = 1\%$) ⁽¹⁾	1,85 a 1,52	0,91 a 0,97	42,0	31,97	39,7	72,17	38,6	109,62
Andesito quartzoso ⁽¹⁾	3,98 a 4,04	0,76 a 0,84	44,1	96,15	39,5	192,41	37,2	274,81
Anfibolito (<i>Oroville Dam</i>) ⁽⁴⁾	2,04	0,90	45,5	41,89	42,9	93,83	41,6	141,60
Ardósia ($g_t = 18\text{kN/m}^3$ e $w = 16\%$) ⁽³⁾	3,00	0,77	30,9	63,74	26,2	122,05	24,0	170,48
Ardósia ($g_t = 21\text{kN/m}^3$ e $w = 5\%$) ⁽³⁾	5,30	0,75	41,2	124,02	35,4	231,72	32,6	319,20
Areia com pedregulhos (<i>Zahorras</i>) ⁽²⁾	2,42	0,88	46,2	54,35	43,2	118,70	41,6	177,18
Arenito ⁽³⁾	6,80	0,67	32,0	126,97	25,7	215,72	22,8	283,69
Argilito (<i>Pyramid Dam</i>) ⁽⁴⁾	2,07	0,88	41,9	44,77	38,9	97,86	37,4	145,89
Basalto (Capivara) ^{(6)*}	2,43	0,87	44,3	55,33	41,1	119,46	39,4	177,16
Basalto (<i>San Francisco</i>) ⁽²⁾	3,50	0,82	44,3	85,89	39,9	174,81	37,6	251,56
Basalto ($g_t = 21\text{kN/m}^3$ e $w = 6,0\%$) ⁽³⁾	4,40	0,81	48,5	112,30	43,8	226,65	41,4	324,59
Basalto ($g_t = 26\text{kN/m}^3$ e $w = 4,8\%$) ⁽¹⁾	2,81 a 2,65	0,80 a 0,88	41,7	61,82	38,0	128,85	36,1	187,94
Basalto ($g_t = 27\text{kN/m}^3$ e $w = 2,5\%$) ⁽¹⁾	4,90 a 5,56	0,76 a 0,77	43,9	127,12	38,3	242,76	35,5	337,85
Brecha basáltica ⁽¹⁾	2,20	0,89	45,6	47,28	42,8	104,69	41,3	157,17
Basalto britado ⁽⁴⁾	2,40	0,87	44,0	54,52	40,7	117,65	39,1	174,45
Basalto semi-alterado ⁽¹⁾	3,47 a 3,78	0,79 a 0,83	43,3	87,83	38,8	177,39	36,5	254,17
Basalto vesicular/amigdalóide (Capivara) ^{(6)*}	2,47 a 3,97	0,83 a 0,78	39,0	71,85	34,6	143,44	32,4	204,47
Basalto ciclado (Capivara) ^{(6)*}	1,21	0,94	38,7	17,30	37,2	40,44	36,5	62,49
Brecha basáltica (Ilha Solteira) ^{(6)*}	1,95 a 2,31	0,86 a 0,83	35,8	46,95	32,2	98,06	30,5	143,11
Calcário brechoíde denso ^{(7)*}	5,47 a 7,44	0,83 a 0,80	59,1	176,85	54,8	362,45	52,6	522,66
Calcário brechoíde fofo ^{(7)*}	2,77 a 6,09	0,88 a 0,81	53,5	114,55	49,7	238,33	47,7	346,70
Conglomerado (<i>El Infiernillo Dam</i>) ⁽²⁾	2,57	0,85	41,9	59,83	38,2	126,01	36,3	184,50
Conglomerado (<i>Malpaso</i>) ⁽²⁾	3,84	0,81	44,8	95,00	40,1	191,27	37,8	273,60
Conglomerado (<i>Netzahualcoyotl</i>) ⁽²⁾	2,05	0,88	41,6	44,23	38,6	96,63	37,1	144,11
Diorito ⁽¹⁾	2,45 a 2,70	0,83 a 0,89	44,0	58,07	40,7	124,28	38,9	183,61
Diorito (<i>El Infiernillo Dam</i>) ⁽²⁾	1,99	0,87	38,9	43,22	35,7	93,08	34,1	137,89
Gabro ⁽¹⁾	2,65 a 2,97	0,83 a 0,88	44,9	64,53	41,4	136,74	39,5	200,90
Gabro verde ⁽¹⁾	2,43	0,85	40,4	55,80	36,7	117,47	34,9	171,94
Granito ⁽¹⁾	1,34 a 1,61	0,89 a 0,98	44,5	21,23	41,9	50,40	42,1	75,97
Riolito ($g_t = 22\text{kN/m}^3$ e $w = 7\%$) ⁽¹⁾	3,22 a 3,40	0,77 a 0,84	40,1	76,94	35,6	154,58	33,5	221,24
Riolito ($g_t = 24\text{kN/m}^3$ e $w = 2\%$) ⁽¹⁾	1,86 a 1,79	0,89 a 0,98	49,1	25,22	47,5	57,07	46,7	86,87
Riolito alterado ($g_t = 18\text{kN/m}^3$; $w = 13\%$) ⁽¹⁾	4,81 a 4,19	0,75 a 0,82	48,0	60,73	45,0	116,98	43,5	164,15
Riolito alterado ($g_t = 24\text{kN/m}^3$; $w = 3\%$) ⁽¹⁾	3,17	0,81	39,6	74,82	35,1	150,19	32,9	214,62
Sedimentar dura (bem graduada) ⁽⁵⁾	1,73	0,89	38,9	35,23	36,2	77,67	34,9	116,41
Sedimentar dura (mal graduada) ⁽⁵⁾	2,04	0,86	37,6	44,78	34,3	95,37	32,6	140,47

⁽¹⁾ Matsumoto e Watanabe (1987);⁽²⁾ Mello (1977);⁽³⁾ Charles e Watts (1980);⁽⁴⁾ Marachi *et al.* (1972);⁽⁵⁾ Indraratna *et al.* (1993);⁽⁶⁾ Cruz (1983);⁽⁷⁾ Cea (1998); g_t ... peso específico seco do enrocamento; w ... umidade inicial do corpo de prova;

Obs.: os resultados apresentados referem-se a ensaios de compressão triaxial exceto os indicados com *, obtidos de ensaios de cisalhamento direto.

Verifica-se através de ensaios de compressão triaxial que o enrocamento vertido apresenta envoltória de resistência linear, enquanto que o denso mostra envoltória não-linear (Lowe, 1964). A literatura indica que nas areias a variação do ângulo de resistência ao cisalhamento com a pressão de confinamento é tanto mais sensível quanto mais compacto estiver o corpo de prova, e quanto menos resistentes forem os grãos constituintes (Souza Pinto, 2000). Contrariamente ao comportamento das areias, Marsal e Resendiz (1975) mostram que a não-linearidade nas envoltórias de ruptura de enrocamentos aumenta com a resistência das partículas (Figura 2.3).

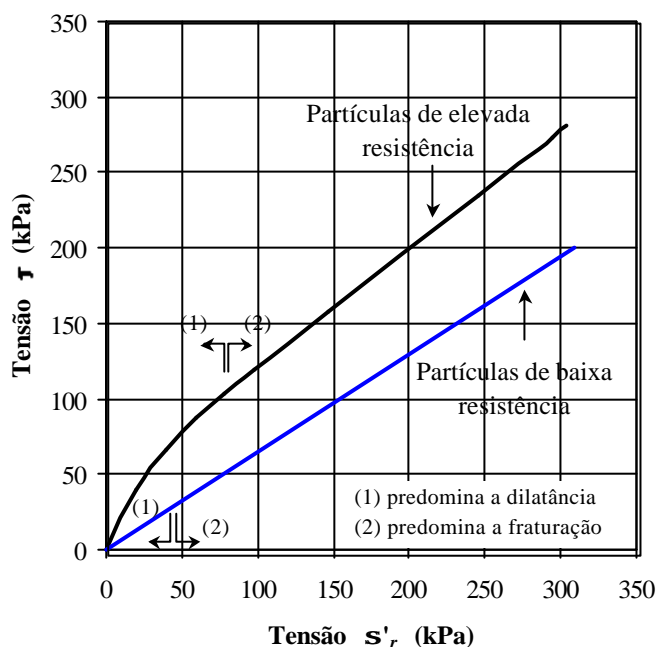


Figura 2.3 - Envoltórias de Mohr - Coulomb de materiais de enrocamento (adaptado de Marsal e Resendiz, 1975).

Os autores afirmam que, numa fase inicial de carregamento, a resistência ao cisalhamento é pouco elevada, o que deve produzir um intenso rearranjo das partículas sem variação volumétrica significativa. Se as partículas são pouco resistentes deve predominar o fraturamento ou, em caso contrário, predominará o rolamento das partículas provocando dilatância na zona de cisalhamento, o que gera a não-linearidade da envoltória. No entanto, não há resultados de ensaios onde o fraturamento na fase inicial do ensaio seja avaliada. Verifica-se, somente, resultados do fraturamento ocorrida em todo o ensaio (Figura 2.4). Desta figura nota-se o aumento do fraturamento com a redução da resistência das partículas.

Assim, existe uma expectativa de que a não-linearidade da envoltória de ruptura possa aumentar com a redução da resistência das partículas, tendo em vista que tanto o fraturamento quanto o rolamento de partículas ocorrem simultaneamente em todo o ensaio.

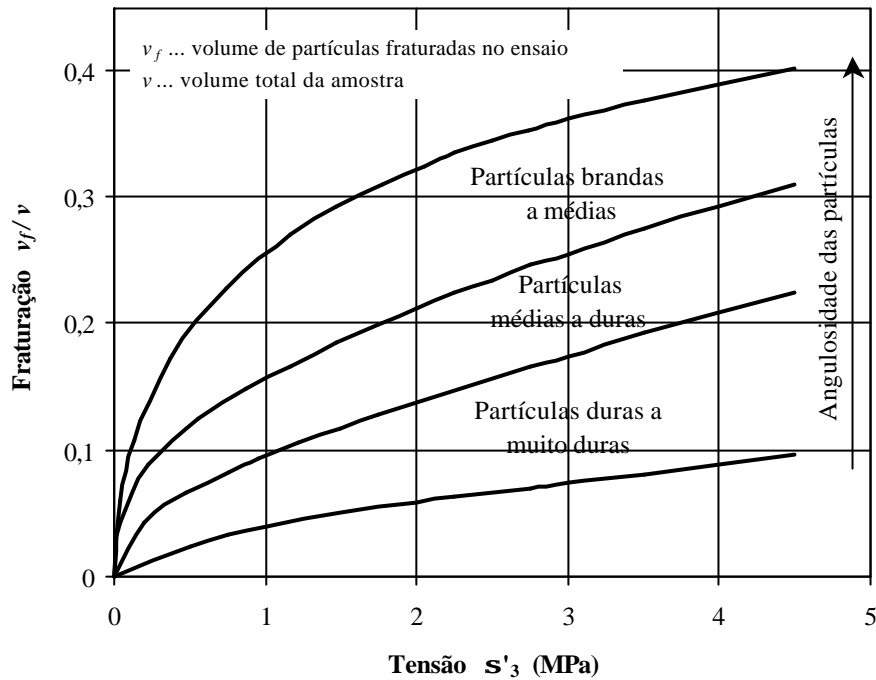
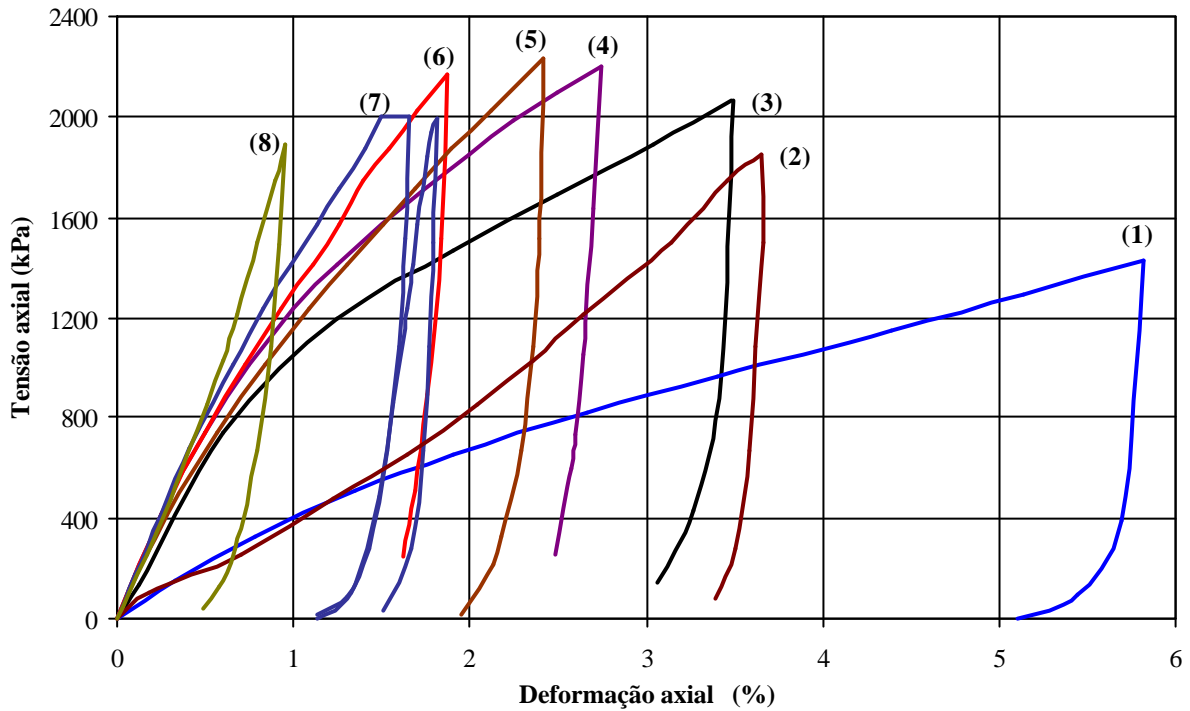


Figura 2.4 - Variação do fraturamento das partículas do enrocamento com a tensão de s'_3 em compressão triaxial (adaptado de Cea, 1998).

Observa-se ainda que o aumento do fraturamento das partículas de baixa resistência, gerado pelo acréscimo do nível das tensões, pode provocar o aumento da compressibilidade do enrocamento (Veiga Pinto, 1983). A Figura 2.5 apresenta resultados de ensaios de compressão unidimensional em enrocamentos através das curvas tensão vs. deformação. Verifica-se que tais curvas são compostas normalmente por três regiões distintas: duas aproximadamente lineares (inicial e final) e uma não-linear, côncava para baixo, intercalando as duas lineares. A região não-linear apresenta um ponto de inflexão da curva (Veiga Pinto, 1983). Esta fase pode indicar o início do rearranjo das partículas do maciço, que se tornam menores devido o fraturamento dos blocos originais provocada pelo aumento do nível de tensões. A menor inclinação da segunda fase linear sugere a redução da compressibilidade do enrocamento com o nível de tensão.

Da Figura 2.5 verifica-se ainda que, na fase de descarregamento, os enrocamentos apresentam pequenas deformações elásticas. Tal comportamento sugere que a principal componente de deformação dos enrocamentos seja devido ao fraturamento e rearranjo das partículas.



Legenda:

Ensaio	Material			D_r (%)	Diâmetro do c.p. (cm)	Condição de umidade	Referência
	Tipo	Rocha	Origem (Barragem)				
(1)	Enrocamento	Grauvaca + Xisto (alterados)	Beliche	100	50	submerso	Veiga Pinto (1983)
(2)	Enrocamento	Granito	Serra da Mesa	100	100	molhado	Caproni Jr. e Armelin (1998)
(3)	Enrocamento	Grauvaca + Xisto (alterados)	Beliche	100	50	seco	Veiga Pinto (1983)
(4)	Enrocamento	Grauvaca (angulosa)	Beliche	100	50	molhado	Veiga Pinto (1983)
(5)	Fino	Seixos de grauvaca	Beliche	80	50	seco	Veiga Pinto (1983)
(6)	Enrocamento	Grauvaca	Beliche	100	50	seco	Veiga Pinto (1983)
(7)	Enrocamento	Granito	Serra da Mesa	100	100	seco	Caproni Jr. e Armelin (1998)
(8)	Areia	Arenito	Serra da Mesa	80	100	seco	Caproni Jr. <i>et al.</i> (1999)

Figura 2.5 - Curvas tensão vs. deformação em ensaios de compressão unidimensional.

2.2.2. Partículas constituintes do enrocamento

As principais características das partículas dos enrocamentos que interferem no imbricamento e, em consequência, no comportamento destes materiais são a resistência ao

fraturamento, a forma, a dimensão, o atrito entre as partículas, o tipo mineralógico e o estado de alteração da rocha.

2.2.2.1 Resistência ao fraturamento

Uma das características das partículas que mais influencia nas propriedades mecânicas dos materiais de enrocamento é a resistência ao fraturamento. O fraturamento dos contatos e, eventualmente, o fraturamento das partículas, são função da intensidade das tensões de contato entre as partículas. Caso tais tensões superem a resistência à compressão da rocha matriz, poderá ocorrer a ruptura (fraturamento) e o posterior rearranjo das partículas para um arranjo mais denso. No entanto, o fraturamento das partículas dentro de enrocamentos pode ocorrer, ainda, quando o material está submetido a baixos níveis de tensões (Veiga Pinto, 1979).

A quantificação do nível de fraturamento pode ser feita comparando as granulometrias da amostra antes e depois do ensaio no enrocamento (Kjaernsli e Sande, 1963; Lee e Farhoomand, 1967; Mogami e Yoshikoshi, 1971). No entanto, o índice que talvez seja o mais utilizado na prática com tal propósito é o índice B_g , definido por Marsal (1973a) como o grau de fraturamento do material. O valor de B_g é determinado pelo somatório das diferenças positivas entre as porcentagens de material retido nas peneiras, antes e depois do ensaio geomecânico (Figura 2.6).

Pode-se determinar ainda o volume das partículas fragmentadas v_f em relação ao volume total v da fase sólida através da expressão (Veiga Pinto, 1979):

$$\frac{v_f}{v} = \frac{B_g}{1 + e_o} \quad (2.3)$$

onde e_o é o índice de vazios inicial.

Vale destacar que a porcentagem de ruptura das partículas aumenta não-linearmente com a tensão de confinamento em ensaios triaxiais (Figura 2.4). Desta figura observa-se ainda o aumento do fraturamento com a redução da resistência e aumento da angulosidade das partículas.

A resistência ao fraturamento das partículas varia com o tipo de rocha, a heterogeneidade do material rochoso, o grau de fissuração e as dimensões das partículas.

Marsal (1969) propôs um ensaio para determinar a resistência ao fraturamento das partículas quando submetidas a uma determinada sollicitação. Tal ensaio é denominado de

ensaio de fraturamento de partículas. O ensaio consiste em colocar três fragmentos de rocha de dimensões aproximadamente iguais entre duas placas de aço. Aplica-se uma força vertical crescente sobre uma das placas e registra-se o valor P , correspondente à força no momento do fraturamento da primeira partícula. A relação P/N_c é chamada de resistência ao fraturamento Q_a , onde N_c é o menor número de contatos dos fragmentos com cada uma das placas (superior ou inferior).

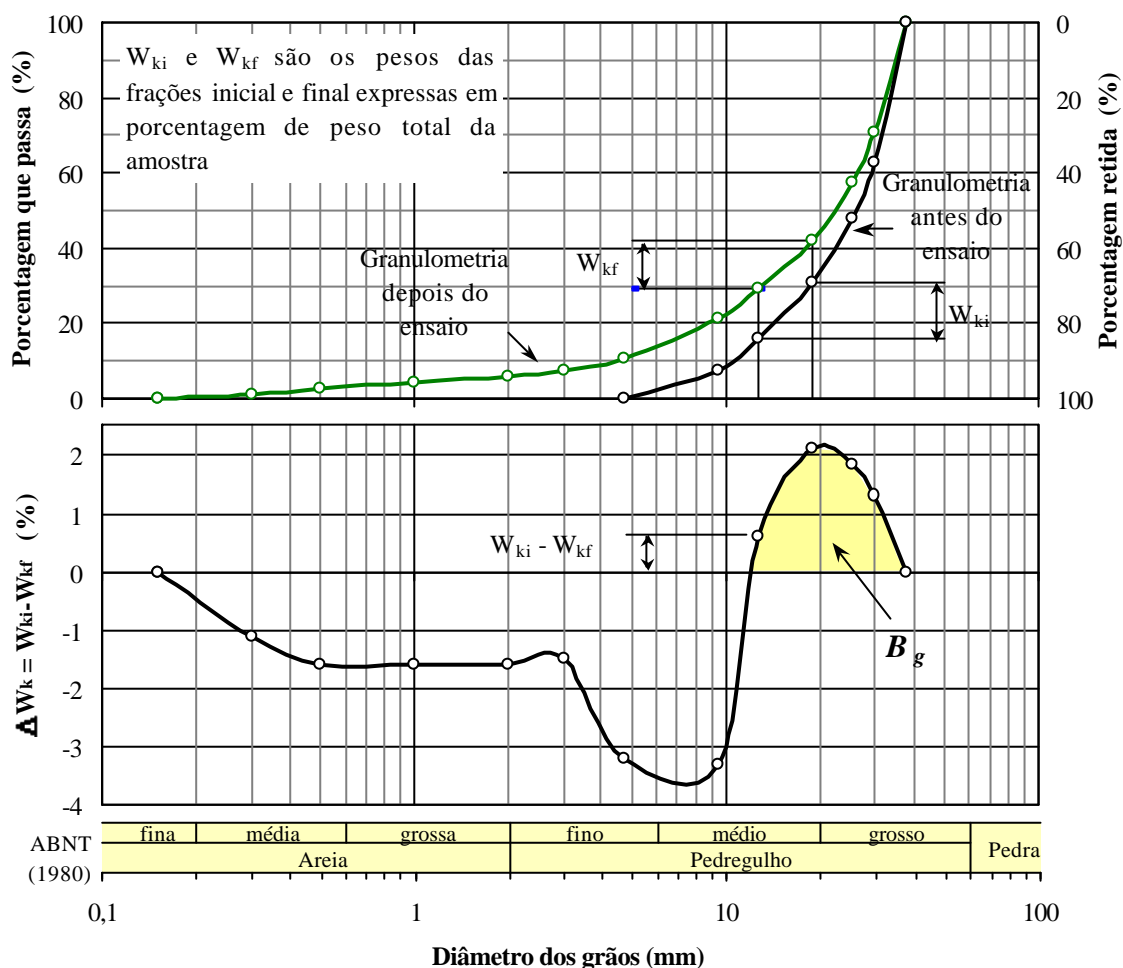


Figura 2.6 - Metodologia de determinação do grau de fraturamento B_g .

Através do valor da carga Q_a e conhecendo as características granulométricas do enrocamento, pode-se classificar o enrocamento segundo os seis tipos estabelecidos na Tabela 2.2. Com esta classificação e o conhecimento da tensão octaédrica, sob a qual o enrocamento vai estar submetido, pode-se determinar a porcentagem de fraturamento das partículas utilizando a Figura 2.7. Posteriormente, através da Figura 2.8, pode-se determinar a relação entre as tensões principais maior e menor, na ruptura $(s_1/s_3)_f$. Pode-se determinar ainda o ângulo de resistência ao cisalhamento interno, supondo coesão nula, através da Equação 2.1.

Tabela 2.2 - Classificação de enrocamentos (adaptado de Marsal e Resendiz, 1975).

Resistência da partícula	Q_a para $D_m = 50\text{mm}$ (kg)	Absorção (%)	Desgaste Los Angeles	Granulometria	Coefficiente de uniformidade	Tipo de enrocamento
Elevada - basaltos - granitos	>1000	1 a 2,5	10 a15	uniforme	1 a 3	1U
				bem graduada	>10	1W
Média - arenitos - diorito	500 a 1000		15 a 25	uniforme	1 a 3	2U
				bem graduada	>10	2W
Baixa - brechas - argilitos	<500	2,5 a 5	> 25	uniforme	1 a 3	3U
				bem graduada	>10	3W

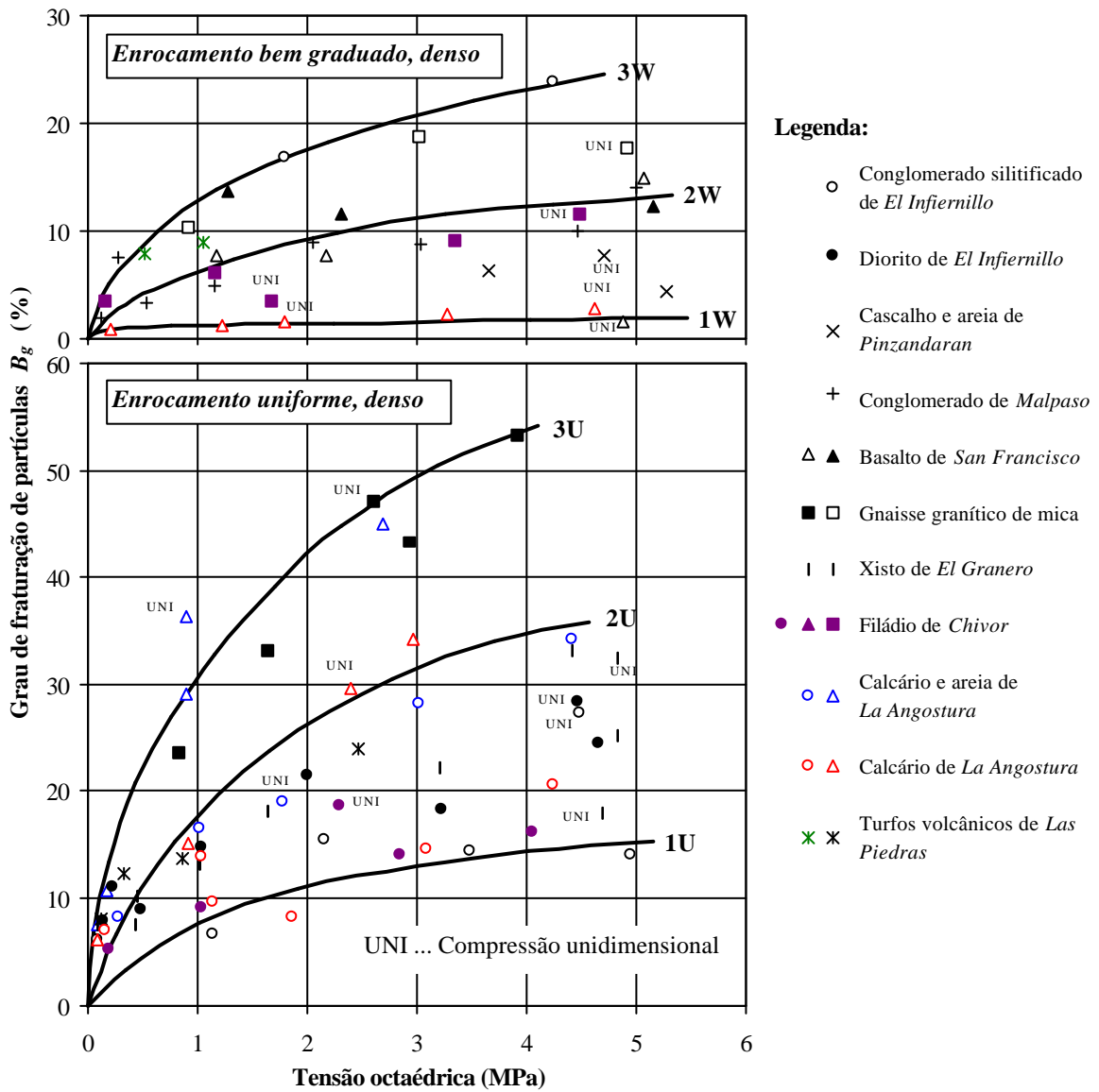


Figura 2.7 - Variação do grau de fraturamento com o nível de tensão octaédrica (adaptado de Marsal e Resendiz, 1975).

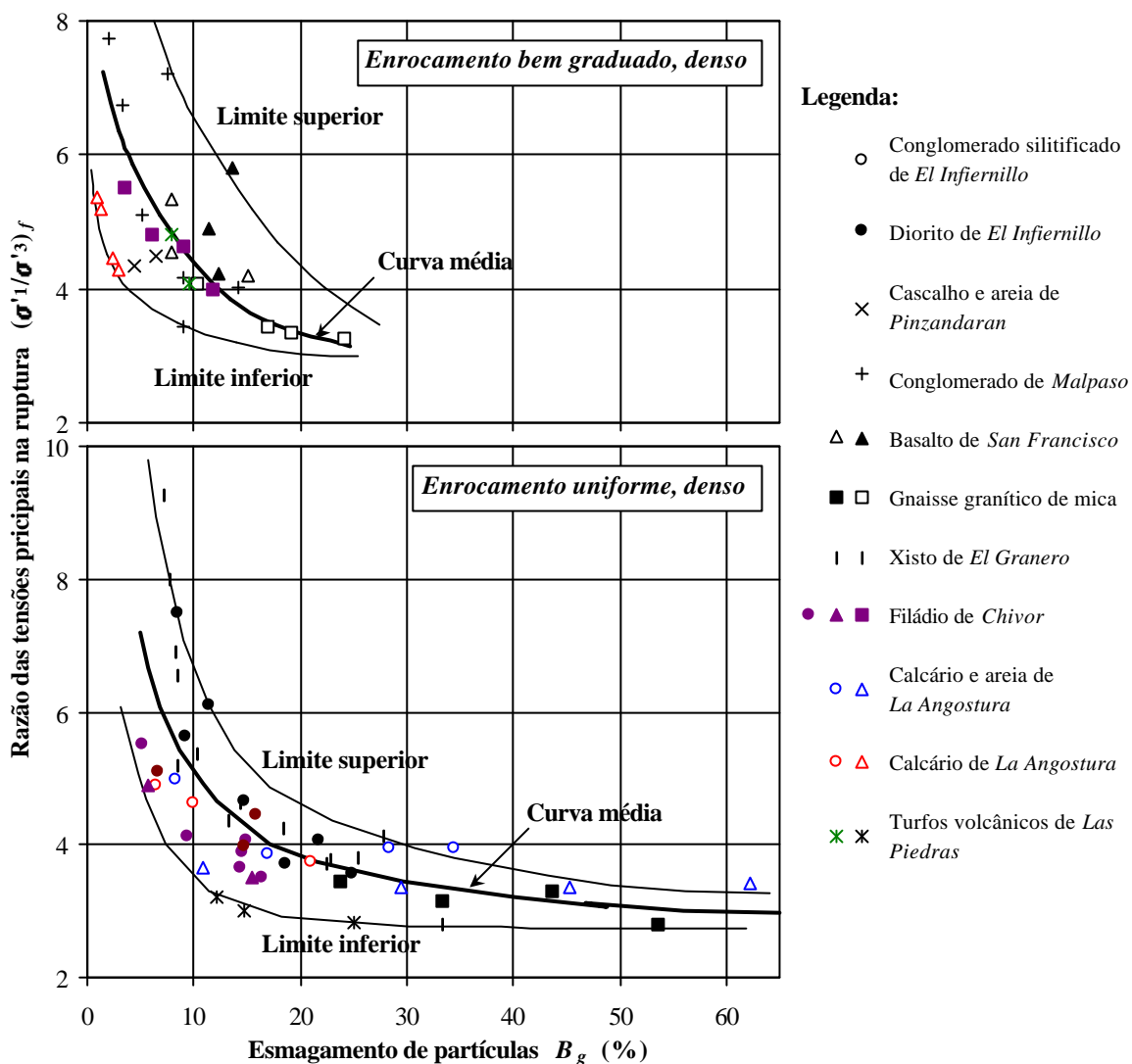


Figura 2.8 - Relação entre os estados limites de tensão e o grau de fraturamento (adaptado de Marsal e Resendiz, 1975).

De fato, tanto o grau de fraturamento B_g quanto qualquer outro índice de fraturamento, baseado na comparação entre as granulometrias antes e depois do ensaio no enrocamento, estão sujeitos a erros devido ao fraturamento que ocorre durante o processo de moldagem e, eventualmente, adensamento dos corpos de prova. Destaca-se que são observadas sensíveis variações no grau de fraturamento B_g devido à aplicação da tensão de confinamento em ensaios triaxiais (Indraratna *et al.*, 1993).

2.2.2.2 Forma

Uma maneira expedita de analisar a forma das partículas é estudá-la de um ponto de vista geométrico, isto é, dimensões máxima, mínima e média (Krumbein e Pettijohn, 1938). Normalmente, as classificações baseadas nos dados geométricos das partículas têm por objetivo agrupar os fragmentos dentro das categorias arredondadas, irregulares, angulares, achatadas e alargadas (Zingg, 1935; Krubein, 1941; Pettijohn, 1957; Krumbein e Sloss, 1955; CIRIA, 1991). As Figuras 2.9 e 2.10 apresentam duas das classificações mais utilizadas na prática.

Um dos parâmetros mais comuns, utilizados para qualificar fragmentos de rocha de enrocamentos de um ponto de vista geométrico, é o coeficiente de forma C_f . No caso de uma única partícula, este coeficiente exprime a relação entre o volume da partícula e o volume de uma esfera fictícia equivalente. Para o caso de um conjunto de partículas, o valor C_f pode ser determinado a partir da seguinte expressão (Marsal, 1973a):

$$C_f = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{p_i}{g_{ig}}}{\sum_{i=1}^n \frac{p_i}{6} D_i^3} \quad (2.4)$$

onde p_i é o peso de uma partícula a qual corresponde uma dimensão média D_i e g_{ig} é o peso específico aparente dos grãos. Segundo esta definição, partículas esféricas apresentam coeficiente de forma C_f igual a 1,0.

O efeito da forma influencia na maneira com que as partículas estão dispostas dentro do enrocamento e, conseqüentemente, no imbricamento. Este efeito será diferente conforme ocorra o rearranjo das partículas. Considerando uma solitação de compressão triaxial, verifica-se inicialmente uma maior mobilidade das partículas. Nesta situação, espera-se que a angulosidade dos grãos (valores de C_f muito diferentes de um) reduza a mobilidade das partículas, aumentando o imbricamento e provocando um aumento da resistência ao cisalhamento do material. Posteriormente, os contatos entre as partículas são esmagados. No caso de partículas angulosas, cuja resistência ao fraturamento é relativamente menor que as arredondadas, ocorrerá uma redução da resistência ao cisalhamento. No entanto, para pressões elevadas, o aumento das forças de contato gera um intenso grau de fraturamento tanto para partículas angulosas quanto para arredondadas.

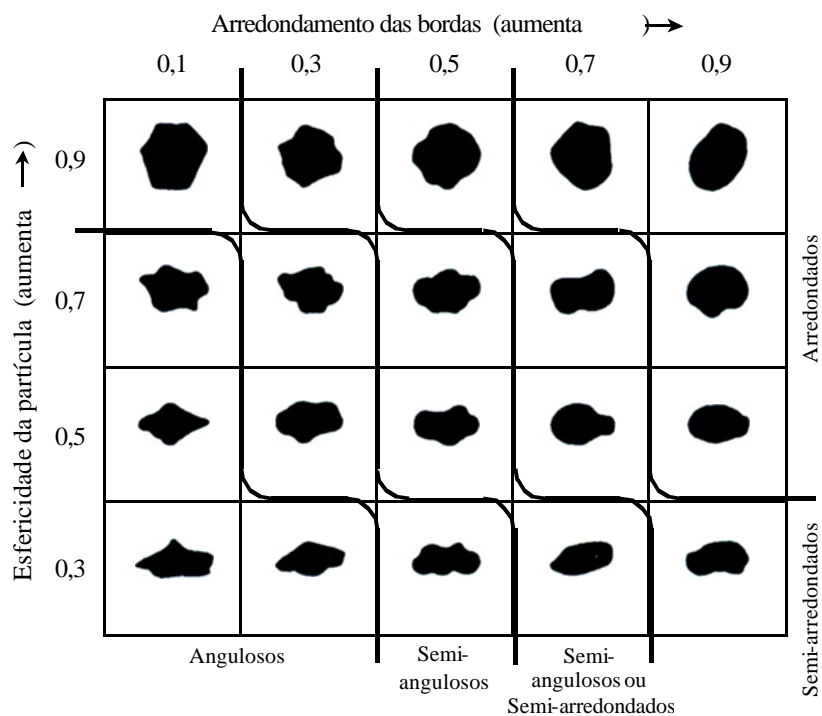


Figura 2.9 - Determinação da esfericidade e do arredondamento de partículas (adaptado de Krumbein e Sloss, 1955).

Características das partículas	ANGULOSAS			ARREDONDADAS	
	bordas e cantos bem definidos			bordas e cantos com sinais de desgaste ou ruptura	
	Alongada e tabular	Irregular	Regulares	Semi-arredondada	Muito arredondada
Classificação	ET	IR	EQ	SR	VR
Forma típica das partículas					
Origem típica das partículas	Formações basálticas em colunas, sedimentos estratificados e rochas metamórficas	Sedimentos maciços e rochas ígneas	Rochas sedimentares brandas, desgaste devido a transporte, blocos já em utilização	Materiais dragados, seixo rolado e blocos já em utilização	

Figura 2.10 - Classificação das partículas quanto à forma (adaptado de CIRIA, 1991).

Observa-se ainda que a resistência de enrocamentos, sob condição de compressão triaxial, não é influenciada pela angulosidade das partículas nos casos em que o material constitui-se de partículas brandas e submetidas a baixo nível de tensão de confinamento ($<0,2\text{MPa}$) ou de partículas rígidas sob médio nível de tensão de confinamento ($1,4\text{MPa}$) (Becker *et al.*, 1972). O ângulo de resistência ao cisalhamento de enrocamentos submetidos a um nível elevado de tensão de confinamento ($4,5\text{MPa}$) não mostra variações significativas devido à angulosidade e à rigidez das partículas.

Também não se verifica influência significativa da rigidez e da angulosidade das partículas nas variações das deformações volumétricas e axiais na ruptura de enrocamentos, submetidos a uma condição de compressão triaxial. No entanto, ambas as deformações aumentam com o aumento da pressão de confinamento.

Segundo Veiga Pinto (1983), em baixos níveis de tensão ocorre um decréscimo da deformabilidade do meio granular em enrocamentos com partículas angulosas. Todavia, em níveis de tensão mais elevados, a angulosidade pode provocar um acréscimo do fraturamento das partículas e, conseqüentemente, uma acréscimo da deformabilidade do meio granular (Figura 2.5). Sob estas condições, a angulosidade das partículas tem menor influência no comportamento destes materiais quando comparadas à dureza das mesmas.

2.2.2.3 *Atrito entre as partículas*

Considerando um meio granular, o aumento das forças de atrito entre as partículas conduz a um maior imbricamento das mesmas. Deste modo, quanto à resistência ao cisalhamento, o efeito é vantajoso em baixas pressões, pois diminui o deslizamento, mas é desvantajoso para altas pressões, pois aumenta a concentração de tensões e acarreta maior grau de fraturamento. Da observação da deformação de uma massa granular, sujeita ao cisalhamento, conclui-se que o efeito do coeficiente de atrito é máximo quando o material granular é dilatante (Veiga Pinto, 1979). Entretanto, em materiais de enrocamento, o efeito do fraturamento das partículas pode se sobrepor ao da dilatância.

2.2.2.4 *Tipo de rocha e mineralogia*

Em ensaios de compressão triaxial sob tensões reduzidas de confinamento, Becker *et al.* (1972) observaram que o ângulo de resistência ao cisalhamento é maior para

enrocamentos de partículas rochosas rígidas do que para partículas brandas. Contudo, em elevadas tensões de confinamento ($>2,8\text{MPa}$), o ângulo de resistência ao cisalhamento independe da rigidez das partículas.

A influência da rigidez das partículas na resistência ao cisalhamento independe da angulosidade das mesmas (Becker *et al.*, 1972). Através de ensaios de compressão triaxial em corpos de prova de enrocamento, com condições idênticas de índices de vazios inicial e granulometria, os autores constataram que as deformações volumétricas e axiais não são influenciadas pela rigidez das partículas. Verificaram também que, na fase de adensamento isotrópico dos corpos de prova com mesma densidade relativa inicial, a variação volumétrica não é influenciada significativamente pelo tipo de material de enrocamento.

Leslie (1969) e Becker *et al.* (1972) apresentam resultados nos quais se verifica uma influência pequena da mineralogia no ângulo de resistência ao cisalhamento, em baixos níveis de tensão σ'_3 . No entanto, Sowers *et al.* (1965) notam não haver relação entre o tipo de material e o assentamento (recalque) a longo prazo de barragens de enrocamento.

2.2.2.5 Estado de alteração da rocha

A literatura indica vários resultados de ensaios em corpos de prova de enrocamento com materiais rochosos alterados. Todavia, não há evidências de ensaios que demonstrem o efeito da alteração do material rochoso após a construção do enrocamento. O que se observa é a utilização de materiais coletados das jazidas, já alterados. Vale mencionar os ensaios de cisalhamento no enrocamento de basalto da Barragem de Capivara citado por Cruz (1983, 1996) e já apresentados na Tabela 2.1. Nestes ensaios foram utilizados basaltos tanto no estado natural quanto no estado alterado no laboratório (ciclagem). Devido a alteração no laboratório, observa-se pouca variação nos valores de ϕ , no entanto, os valores de c' sofrem significativa redução.

Para uma interpretação dos efeitos da alteração de enrocamentos, faz-se necessária a avaliação da alteração que o material sofre no campo, ao longo de sua utilização geotécnica. Sob tal aspecto, são escassos os trabalhos pertinentes na literatura (Cruz, 1996).

De modo geral, os efeitos das modificações que a rocha sofre durante os processos de alteração são observados em praticamente todas as características das partículas do próprio enrocamento. Destaca-se que, a alteração da rocha interfere, sobretudo, na resistência ao

fraturamento e nas dimensões das partículas do enrocamento. No primeiro caso, a rocha perde a resistência devido às modificações mineralógicas e estruturais, provocadas pelos processos de alteração. Assim, espera-se uma maior redução do imbricamento entre as partículas, tornando o enrocamento mais deformável e menos resistente. No segundo caso, a alteração provoca a redução nas dimensões das partículas devido à alteração superficial dos minerais da rocha e à fragmentação dos blocos do enrocamento. Neste caso, ocorrem rearranjos entre as partículas, o que pode provocar grandes deformações no enrocamento.

Tendo em vista que este trabalho trata especificamente da avaliação da alterabilidade de enrocamentos, uma discussão detalhada sobre a alteração destes materiais é apresentada em itens subseqüentes.

2.2.3. Enrocamento como meio granular

São vários os fatores inerentes ao meio granular dos enrocamentos que influenciam o comportamento destes materiais. Dentre estes, pode-se citar, o estado de compacidade, a distribuição granulométrica (porcentagem de finos) e a adição de água.

2.2.3.1 Estado de compacidade

A influência do grau de compacidade no comportamento dos enrocamentos pode ser avaliada através da massa específica aparente, da densidade relativa, do índice de vazios ou da porosidade.

De modo geral, a resistência ao cisalhamento aumenta com o aumento da massa específica aparente dos enrocamentos (Shultze, 1957; Sherard *et al.*, 1963; Lowe, 1964; Marsal, 1965; Leps, 1970; Nichiporovitch e Rasskazov, 1976; Cea, 1998). A compressibilidade, por sua vez, diminui com aumento da massa específica aparente destes materiais (Fumagalli, 1970; Kjaernsli e Sande, 1963; Marsal 1972, Marsal, 1973a; Caproni Jr. *et al.*, 1999).

O parâmetro mais utilizado para representar a grau de compacidade de enrocamentos é a densidade relativa D_r . No entanto, devido ao tamanho das partículas dos enrocamentos, existem dificuldades experimentais na determinação das densidades máximas e mínimas destes materiais. Uma alternativa para contornar tais dificuldades é a utilização de correlações entre o índice de vazios mínimo (grandeza de difícil determinação para os enrocamentos) e

outros parâmetros de determinação mais expedita, como por exemplo, o índice de vazios máximo (Figura 2.11).

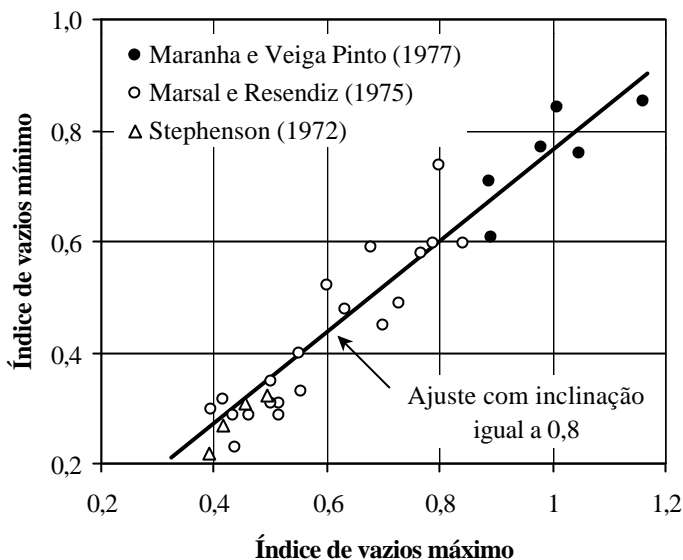


Figura 2.11 - Correlação entre o índice de vazios mínimo e o máximo em enrocamento (Veiga Pinto, 1979).

Holtz e Gibbs (1956), Becker *et al.* (1972), Donaghe e Cohen (1978) e Hunt (1984) mostram que a resistência ao cisalhamento de enrocamentos aumenta com a densidade relativa. Veiga Pinto (1983) e Caproni Jr. *et al.* (1999) reportam que a compressibilidade de enrocamentos reduz com o aumento da densidade relativa destes materiais.

Segundo Veiga Pinto (1979), o parâmetro físico que tem maior influência nas características dos materiais de enrocamento é o índice de vazios ou a porosidade. Uma redução de 10% no índice de vazios pode gerar um aumento de 200% no módulo de Young dos enrocamentos. De fato, a literatura indica que a deformabilidade de enrocamentos diminui com o índice de vazios ou a porosidade (Wilkins, 1971) e que há redução da resistência ao cisalhamento com o aumento do índice de vazios ou porosidade (Zeller e Wullimann, 1957; Kirkpatrick, 1965; Becker *et al.*, 1972; Marachi *et al.*, 1972; Penman e Charles, 1976). A influência da forma dos grãos no índice de vazios de enrocamentos pode ser significativa devido às dimensões das partículas. Assim, a utilização do índice de vazios deve ser feita com certas restrições.

2.2.3.2 Fator de escala

Devido às dimensões das partículas, os materiais de enrocamento não podem ser ensaiados no laboratório utilizando corpos de prova em escala real (natural). Assim, faz-se necessária a adoção de corpos de prova com dimensões reduzidas. Para tal, os materiais são modelados através da redução das dimensões das partículas. A questão básica é a representatividade das características tensão *vs.* deformação do modelo reduzido no laboratório.

A preparação de um corpo de prova em escala reduzida (modelagem) requer a busca de semelhanças entre o modelo reduzido e o enrocamento em escala real. Estas semelhanças estão relacionadas à granulometria, à compacidade e à forma das partículas. Em laboratório, duas metodologias alternativas têm sido utilizadas para modelagem de corpos de prova em escala reduzida: uma com curva granulométrica paralela à do material no campo (Lowe, 1964; Leslie, 1969; Marachi *et al.*, 1972; Cea, 1998) e outra com curva granulométrica truncada, ou seja, com substituição da fração mais grossa, de dimensão superior à que se pode utilizar no laboratório, por material da fração menos grossa, com menor dimensão (Zeller e Wullimann, 1957; Leslie, 1969; Veiga Pinto, 1982; Caproni Jr. *et al.*, 1998).

A metodologia mais usada é o da curva paralela. A curva truncada só é utilizada quando a curva paralela mostra presença significativa de finos, o que pode interferir no comportamento do material.

Através de resultados de ensaios de compressão triaxial, observa-se que, em enrocamentos com a mesma densidade relativa, a granulometria mostra grande influência na resistência destes materiais. No entanto, para o mesmo índice de vazios inicial, a influência da granulometria pode ser desprezível (Becker *et al.*, 1972). Além disso, enrocamentos modelados com a mesma densidade relativa inicial, a dimensão máxima das partículas não influencia a resistência significativamente. Por outro lado, em amostras com mesmo índice de vazios inicial, esta influência é representativa. Assim, a densidade dos corpos de prova modelados no laboratório é melhor representada pela reprodução da densidade relativa do material no campo (Becker *et al.*, 1972).

Em laboratório, é normal a utilização da máxima dimensão de partícula, possível de ser ensaiada nos equipamentos disponíveis. Para tanto, utilizam-se relações, sugeridas pela literatura, entre a dimensão mínima do corpo de prova D e a dimensão máxima das partículas d_{max} (Tabela 2.3). As relações sugeridas por Penman (1971) são as mais utilizadas na prática.

Existe grande variação dos valores sugeridos para a relação D/d_{max} . O limite superior da relação é aplicado para enrocamentos com granulometrias uniformes e o limite inferior para enrocamentos bem graduados.

Tabela 2.3 - Valores mínimos recomendados para a relação D/d_{max} .

Referência	D/d_{max}	Ensaio	Material
Holtz e Gibbs (1956)	3 a 12	TRI com $D = 23\text{cm}$	mistura de cascalho e areia ambos graníticos
Zeller e Wullimann (1957)	5 a 80	TRI	mistura de cascalho e areia ambos graníticos
Marsal (1965)	4 a 11	TRI com $D = 10; 20$ e 113cm	conglomerados e cascalho
Kirkpatrick (1965)	19 a 125	TRI	areia grossa
Fumagalli (1969)	5 a 25	TRI	tonalito
Leslie (1969)	6 a 48	TRI com $D = 30\text{cm}$	cascalho de aluvião e pedra britada
Penman <i>et al.</i> (1971)	4 a 6	TRI e CIS	materiais granulares
Marachi <i>et al.</i> (1969)	6	TRI com $D = 7; 30$ e 91cm	argilito, basalto e cascalho
Nitchiporovitch e Rasskazov (1976)	40-200	TRI com $D = 25\text{cm}$ e CIS com $D = 20\text{cm}$	cascalho
Charles e Watts (1980)	6	TRI com $D = 23\text{cm}$	arenito, ardósia e basalto
Thiers e Donovan (1981)	6	TRI com $D = 38\text{cm}$	arenito e limonita
Veiga Pinto (1983)	6 a 10	UNI com $D = 50\text{cm}$ e TRI com $D = 30\text{cm}$	mistura de grauvasca e xisto
Santos <i>et al.</i> (1993)	15	CIS com $D = 6$ e 30cm	cascalhos e areia grossa
Indraratna <i>et al.</i> (1993)	8 a 12	TRI com $D = 30\text{cm}$	rocha sedimentar dura fragmentada
Caproni Jr. <i>et al.</i> (1998)	5	UNI com $D = 101\text{cm}$	granito britado
Cea (1998)	4 a 16	TRI com $D = 10; 15$ e 23cm e CIS com $D = 30$ e 100cm	conglomerado e calcário

Veiga Pinto (1982) procurou definir os efeitos da modelagem nas propriedades mecânicas, destacando que a utilização de granulometrias com diâmetro máximo das partículas d_{100} superior a 50mm permite obter características tensão *vs.* deformação próximas às do enrocamento em escala real. Nas modelagens com amostras de granulometrias com diâmetros d_{100} inferiores a 50mm, há maior resistência ao cisalhamento, maior módulo de Young, menor deformabilidade volumétrica, menor grau de fraturamento das partículas e menor coeficiente de empuxo em repouso.

Veiga Pinto (1982) verifica que a influência do estado de tensão e da resistência ao fraturamento dos elementos rochosos é mais significativa que o efeito das dimensões das

partículas. Observa ainda que o aumento das dimensões das partículas pode provocar o aumento do fraturamento, o que, por sua vez, depende da resistência das partículas (Marsal, 1973a). Justifica-se a redução de resistência com o aumento da dimensão da partícula pela maior probabilidade de ocorrência de microfissuras em partículas de maior dimensão (Weibull, 1952). Assim, espera-se que o efeito de escala seja menos acentuado em materiais de baixa resistência.

Veiga Pinto (1979) observa que o aumento das dimensões das partículas pode conduzir a coeficientes de forma próximos de 1, ou seja, partículas rochosas com forma mais esférica. Desta forma, espera-se que o aumento das dimensões das partículas provoque um efeito similar da redução da angulosidade.

Vale ressaltar que Becker *et al.* (1972) notam que, sob condição de deformação plana, o ângulo de resistência ao cisalhamento e a deformação axial na ruptura diminuem com o aumento da dimensão máxima das partículas. Em relação ao ângulo de resistência ao cisalhamento, esta influência é mais significativa para baixos valores de tensão principal menor. De fato, a literatura indica que, eventualmente, o ângulo de resistência ao cisalhamento f diminui com a dimensão máxima das partículas e, conseqüentemente, com o aumento da relação D/d_{max} . Tal redução de f poderia ser explicada pela aumento do fraturamento com a dimensão das partículas (Marsal, 1973a) ou pelo aumento das forças de contato entre as partículas (Tabela 2.4). No entanto, há casos onde a resistência dos enrocamentos não é afetada pelo efeito de escala (Vallerga *et al.*, 1957; Tombs, 1969). Nota-se ainda situações onde a resistência dos enrocamentos aumenta com a redução da relação D/d_{max} (Zeller e Wullimann, 1957; Thiers e Donovan, 1981).

Conclui-se, pois, que a avaliação do efeito de escala pode ser dificultada pela interferência de outros fatores, tais como, a maior ou menor uniformidade da granulometria, as porcentagens das diferentes frações granulométricas, a forma e a resistência das partículas.

Tabela 2.4 - Forças nos contatos entre partículas em areias e enrocamentos Marsal (1965).

Material	e	Diâmetro médio das partículas cm)	Número de contatos		Forças nos contatos entre partículas (N)
			entre partículas	por m ²	
areia	0,5	0,02	6	97×10^6	$1,77 \times 10^{-3}$
enrocamento	0,7	20	7	39,7	3900

2.2.3.3 Distribuição granulométrica

A granulometria está relacionada diretamente ao índice de vazios ou à densidade relativa e , por conseqüência, à densidade dos enrocamentos. A característica granulométrica mais utilizada no estudo de enrocamentos é a dimensão máxima das partículas $d_{100} = d_{max}$.

A distribuição granulométrica afeta o comportamento mecânico dos materiais granulares, sobretudo devido à influência no fraturamento das partículas. Se a amostra é bem graduada, as partículas estão encaixadas e as tensões de contato devem ser relativamente baixas. Se a granulometria é uniforme, as forças de contato devem transmitir-se sob menor número de contatos e, conseqüentemente, com magnitudes mais elevadas. Isto dá origem a um maior grau de fraturamento das partículas.

Sob condições de deformação plana, a deformação volumétrica na ruptura não é afetada pelo tipo de granulometria (Becker *et al.*, 1972; Marsal, 1973a). Segundo Becker *et al.* (1972), no caso de partículas com alta resistência, a deformação volumétrica durante o adensamento anisotrópico em um ensaio de deformação plana, não é afetada pela curva granulométrica. Todavia, para o caso de partículas de baixa resistência, esta influência pode ser significativa.

Leslie (1969) e Donaghe e Cohen (1978) verificaram, através de ensaios de compressão triaxial, que a resistência ao cisalhamento de enrocamentos é mais influenciada pelo coeficiente de uniformidade do que pela dimensão das partículas.

Considerando enrocamentos com mesma densidade relativa inicial e mesmo diâmetro d_{100} , a resistência ao cisalhamento dos materiais bem graduados é maior do que a dos enrocamentos de graduação uniforme (Becker *et al.*, 1972). Além disso, observa-se um menor nível de fraturamento das partículas para enrocamentos bem graduados do que para os de graduação uniforme (Fumagalli, 1969). O fraturamento das partículas nos enrocamentos pode ser reduzida através da inclusão de materiais finos, como areias e siltes (Marsal e Rosa, 1976; Veiga Pinto, 1979). A presença de finos pode, contudo, aumentar ou diminuir a deformabilidade e/ou a resistência ao cisalhamento destes materiais, o que vai depender do tipo e da quantidade dos finos.

Ensaio sob condições de deformação plana indicam que a deformação axial na ruptura é pouco afetada pela curva granulométrica (Becker *et al.*, 1972).

2.2.3.4 Adição de água

A influência da presença de água no comportamento de enrocamentos pode ser ilustrada através das curvas tensão vs. deformação em compressão unidimensional, nos estados seco e saturado (Figura 2.12). Nesta figura, observa-se uma deformação significativa do material inicialmente seco, quando se procede a adição de água. A magnitude das deformações provocada pela adição de água aumenta com o nível de tensão. Este comportamento, designado colapso, já tem sido observado em diversos maciços de enrocamento (Baumann, 1960; Sowers *et al.*, 1965; Kjaernsli e Tornblaa, 1966; Marsal e Ramírez, 1967; Marsal, 1972).

Destaca-se que o mecanismo de colapso dos enrocamentos é diferente do mecanismo nos solos, principalmente por não existir tensão limite a partir da qual não se verifica o colapso nos enrocamentos. Além disto, o colapso nos solos é gerado pela ruptura da estrutura das partículas (desestruturação) enquanto que nos enrocamentos ocorre a ruptura das partículas constituintes.

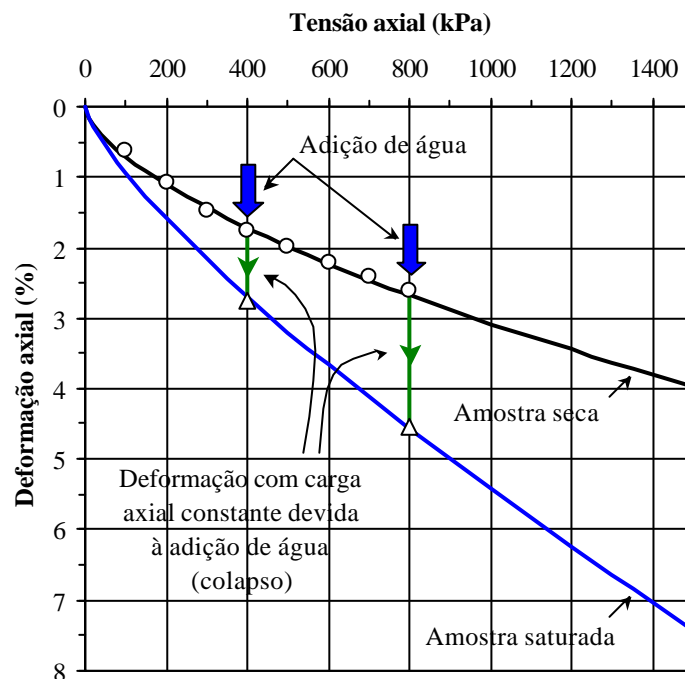


Figura 2.12 - Curvas de deformação uniaxial vs. tensão axial em compressão unidimensional em enrocamentos de granulometria uniforme (Nobari e Duncan, 1972).

As causas do colapso de enrocamentos estão relacionadas a alguns aspectos, tais como:

- a redução da carga de ruptura no carregamento pontual devido à saturação das partículas (Marsal, 1967; Charles e Watts, 1980; Bon *et al.*, 1982; Veiga Pinto, 1983);
- a redução da resistência à compressão uniaxial da rocha devido à saturação da rocha (Kjaernsli e Sande, 1963; Penman, 1971; Good, 1976; Lama e Vutukuri, 1978);
- a fragmentação das partículas causada pela expansão de argilominerais devido à adição de água (Frazão e Caruso, 1983).

Espera-se que estes aspectos provoquem a perda de resistência e/ou o aumento da deformabilidade do enrocamento.

O efeito da adição da água pode depender ainda do tipo dos minerais constituintes da rocha. Por exemplo, em minerais com rede cristalina tridimensional (quartzo, feldspato), a adição de água é antilubrificante. Já nos de rede cristalina bidimensional (mica, serpentina, talco, clorita), o efeito é lubrificante (Horn e Deere, 1962; Mitchell, 1976).

Uma maneira de reduzir a magnitude do colapso é através da adição de água ao material durante o processo de densificação das camadas de enrocamento. Segundo Veiga Pinto (1983), o volume ótimo de água para o umedecimento do enrocamento depende da capacidade de absorção de água da rocha. Na prática tem-se utilizado um valor da ordem de 300 litros de água por m³ de enrocamento.

A capacidade de absorção das partículas constituintes do enrocamento talvez seja o parâmetro que melhor se relaciona com a magnitude do colapso. Segundo Cea e Olalla (1993), em níveis de absorção das partículas inferiores a 1%, a resistência ao cisalhamento dos enrocamentos é pouco afetada pela adição de água.

2.2.4. Procedimentos de ensaio

A determinação das características de enrocamentos é influenciada, especialmente, pela trajetória de tensões, pelo tipo de ensaio e pela velocidade de aplicação do carregamento.

2.2.4.1 *Trajétoria de tensões*

A verdadeira trajetória de tensões imposta a uma camada de enrocamento durante a sua construção e vida útil é complexa e depende não somente da geometria do aterro, mas também do comportamento tensão *vs.* deformação do material, o qual é relacionado com o fraturamento das partículas. Além disto, deve-se considerar que os aterros de enrocamento são constituídos por partículas rochosas de grandes dimensões, e que não devem ser consideradas necessariamente como um meio contínuo. A descontinuidade do meio interfere na distribuição de tensões do aterro de enrocamento e, conseqüentemente, na trajetória de tensões.

No entanto, pode-se dizer que a trajetória de tensões de um aterro durante sua construção se aproxima de uma condição de K constante, onde K é definido como a relação entre a tensão horizontal e a vertical no aterro. A determinação do valor de K pode ser feita através da simulação numérica do comportamento tensão *vs.* deformação do aterro. Para isso, faz-se inicialmente a determinação dos parâmetros do material através de ensaios convencionais. Posteriormente, através de métodos numéricos, faz-se a estimativa da trajetória de tensões do aterro. Finalmente, determina-se no laboratório o comportamento tensão *vs.* deformação e os parâmetros do material, simulando a trajetória prevista através de novos ensaios. Tal procedimento não é utilizado freqüentemente na prática laboratorial, tendo em vista as dificuldades envolvidas na execução de ensaios com trajetórias de tensão diferentes das seguidas nos ensaios convencionais (Sayão e Castro, 1998).

Outra questão importante no que se refere à trajetória de tensões é a comparação dos resultados dos diferentes ensaios em corpos de prova de enrocamento no laboratório. Espera-se que a trajetória de tensão em cada ensaio influencie no comportamento tensão *vs.* deformação do material. Assim, a comparação dos parâmetros dos materiais em dois diferentes tipos de ensaios é adequada para o mesmo nível de tensão, o qual corresponde à intersecção das trajetórias de tensão nos dois ensaios.

2.2.4.2 *Tipo de ensaio*

Os principais ensaios utilizados para determinação das características mecânicas do enrocamento são: cisalhamento direto, compressão unidimensional, triaxial e deformação plana. Normalmente utiliza-se ensaio com deformação controlada. Vale destacar que, exceto

no ensaio de compressão unidimensional, são utilizados equipamentos com controle da deformação, pois os equipamentos de tensão controlada não permitem a observação de comportamento pós-ruptura.

Cisalhamento direto vs. compressão triaxial

A resistência ao cisalhamento obtida nos ensaios de cisalhamento direto é, normalmente, superior à obtida nos ensaios de compressão triaxial (Becker *et al.*, 1972; Nitchiporovitch e Rasskazov, 1976; Cea, 1998). Tal fato é justificado pela rotação das tensões principais que ocorrem durante o ensaio e pela não imposição de um plano horizontal de cisalhamento. Deve-se considerar ainda as diferentes condições de contorno em ambos os ensaios.

Vale destacar que os maiores valores de resistência obtidos no cisalhamento direto em relação aos triaxiais talvez possam ser explicados pela maior dilatação na ruptura observada nos ensaios de cisalhamento direto (Cea, 1998).

Deformação plana vs. compressão triaxial

Em geral, pode-se afirmar que no campo as tensões principais maior e menor atuam no plano da seção transversal de um aterro de enrocamento e a tensão intermediária atua na direção longitudinal do aterro. Assim, admite-se que a geometria do aterro leva a uma condição aproximada à deformação plana.

O ensaio de deformação plana conduz à medição de resistência ao cisalhamento com magnitude diferente da obtida em ensaios triaxiais, nos quais a partícula é livre para mover-se em qualquer direção. Num ensaio de deformação plana, todavia, a deformação é nula na direção da tensão principal intermediária. Desta forma, na região de cisalhamento, a probabilidade de uma partícula ser obstruída por outra é consideravelmente maior sob condição de deformação plana do que sob condição axissimétrica. Isto pode causar o aumento do imbricamento entre as partículas e, conseqüentemente, uma maior resistência ao cisalhamento do material sob deformação plana (Marachi *et al.*, 1969 e Becker *et al.*, 1972). Ademais, a partir dos estudos apresentados pelos autores, verifica-se que os resultados de ensaios de deformação plana apresentam as seguintes características em relação aos de compressão axissimétrica:

- o módulo de Young inicial é mais elevado nos ensaios de deformação plana;

- a deformação volumétrica na fase de consolidação não apresenta diferenças significativas nos dois tipos de ensaios;
- a resistência residual é semelhante nos dois tipos de ensaio;
- o ângulo de resistência ao cisalhamento obtido no ensaio de deformação plana é maior que no ensaio de compressão triaxial e a diferença entre os ângulos de atrito diminui com o aumento da tensão de confinamento;
- o fraturamento das partículas B_g é maior nos ensaios triaxiais em um determinado valor de tensão σ'_3 , na ruptura. Num dado valor de ângulo de resistência ao cisalhamento, o fraturamento é maior nos ensaios de deformação plana que nos triaxiais. Pode-se supor que num determinado valor de fraturamento B_g , o ângulo de resistência ao cisalhamento é maior no ensaio de deformação plana que nos triaxiais.

Becker *et al.* (1972) observam ainda, através de ensaios de compressão triaxial drenada, que a trajetória de tensões durante a consolidação (carregamento isotrópico ou anisotrópico) não influencia significativamente na resistência do enrocamento.

Compressão unidimensional

Penman *et al.* (1971) demonstraram que o uso de uma rigidez equivalente pode conduzir a pequenos erros na previsão dos deslocamentos finais de aterros, cujas camadas são constituídas de materiais com características tensão *vs.* deformação não-lineares, como por exemplo, os enrocamentos lançados em etapas construtivas regulares horizontais. O autor conclui que a deformação de aterros de enrocamentos, pode ser prevista através dos parâmetros elásticos obtidos em ensaios de compressão unidimensional. Além disso, nas trajetórias de tensões correspondentes a uma extensa variação da razão entre as tensões principais maior e menor ($\sigma'_1/\sigma'_3 < 1,25$ ou $\sigma'_1/\sigma'_3 > 3,0$), os parâmetros elásticos, obtidos a partir de ensaios de compressão unidimensional, podem ser plenamente utilizados na previsão da evolução das deformações de aterros de enrocamentos (Charles, 1976). No entanto, diversos fatores podem contribuir para uma diferença significativa entre o comportamento tensão *vs.* deformação dos enrocamentos no campo e o comportamento sob condição de compressão unidimensional no laboratório: a ocorrência de um deslizamento no talude do aterro; a presença de núcleo argiloso no aterro e o enchimento do reservatório da barragem.

2.2.4.3 *Velocidade de cisalhamento*

Holtz e Gibbs (1956) mostram que a velocidade de cisalhamento usual de laboratório não afeta significativamente as características mecânicas dos enrocamentos. Todavia, deve-se considerar a velocidade de cisalhamento lenta o suficiente para permitir a drenagem total e o rearranjo das partículas.

2.3. Determinação das características de enrocamentos

A literatura indica a existência de vários ensaios no laboratório e no campo utilizados com o objetivo de determinar as características dos materiais de enrocamento. Tais características podem ser divididas em 4 grupos: físicas ou químicas, petrográficas, relativas ao desgaste e mecânicas.

A Tabela 2.5 reúne os principais ensaios utilizados na determinação das características dos materiais de enrocamento. A escolha de ensaios específicos relaciona-se ao tipo de utilização do enrocamento.

Ensaio físicos, petrográficos, geoquímicos e de desgaste são de execução expedita. Entretanto, tais ensaios só podem ser aplicados para avaliação do comportamento de enrocamentos, caso se disponha de correlações confiáveis entre os resultados dos ensaios e os parâmetros mecânicos do material.

Os ensaios mecânicos realizados na rocha do enrocamento são os mais utilizados na avaliação do comportamento de enrocamentos. São ensaios de fácil execução e atualmente bastante utilizados em obras de engenharia civil.

No enrocamento, para a execução de ensaios mecânicos, faz-se necessária a utilização de equipamentos de grandes dimensões, os quais não são de uso corriqueiro. A seguir, são apresentadas as principais características, vantagens e limitações dos equipamentos especiais utilizados na determinação das características mecânicas, no laboratório ou no campo, dos enrocamentos.

2.3.1. Cisalhamento direto

Os equipamentos de cisalhamento direto, utilizados para os ensaios em enrocamentos possuem, fundamentalmente, o mesmo princípio de funcionamento dos equipamentos

convencionais para ensaios em solos. A Tabela 2.6 reúne alguns dos equipamentos de cisalhamento direto de grandes dimensões, além de alguns ensaios realizados *in situ*.

Tabela 2.5 - Ensaios utilizados na determinação das características dos materiais de enrocamento.

Tipo	Material	Ensaio	Referência
Ensaio físicos e geoquímicos	Rocha	Porosidade	ASTM (1959), ISRM (1981), CEDEX (1992), CEDEX (1994)
		Absorção	
		Peso específico	
		Forma das partículas	Brewer (1964), CIRIA (1991), EN (1997b)
		Velocidade de propagação de ondas	ISRM (1981)
		10% de finos	BSI (1975)
	Sanidade a sulfatos	ASTM (1963), CIRIA (1991)	
	Enrocamento	Granulometria	ABNT (1988), EN (1997a), CIRIA (1991), EN (1995)
		Estado de compactidade	Marsal (1972)
Ângulo de talude natural		Barton e Kjaernsli (1981)	
Ensaio petrográficos	Rocha	Análise química	Minette (1982), ASTM (1990), ABNT (1992a) ABNT (1992b), FURNAS (1999b), FURNAS (2000)
		Microscopia ótica	
		Microscopia eletrônica	
		Difração de raios X	
		Análise termo diferencial	
		Análise termo gravimétrica	
Ensaio de desgaste	Rocha	<i>Slake durability test</i>	ISRM (1981), ASTM (1987), CEDEX (1991b)
		Abrasão <i>Los Angeles</i>	ASTM (1981a), ASTM (1981b), ABNT (1984), CEDEX (1991a)
		Desgaste micro Deval	EN (1996)
Ensaio mecânicos	Rocha	<i>Point load strength</i>	ISRM (1985), ASTM (1995)
		Martelo de Schmidt	Duncan (1969), ISRM (1981)
		Ensaio de impacto Treton	ABNT (1979)
		Resistência ao fraturamento	Marsal (1969)
		Resistência à compressão uniaxial	ASTM (1971), ISRM (1981)
		Resistência à compressão triaxial	ISRM (1981)
		Resistência à compressão diametral (ensaio brasileiro)	ISRM (1981)
	Enrocamento	Compressão unidimensional (unidimensional)	FURNAS (1999a), Marsal (1972), Caproni Jr. <i>et al.</i> (1999)
		Compressão e tração triaxial	Marsal (1972), Maracchi <i>et al.</i> (1972)
		Deformação plana	Marsal (1972), Maracchi <i>et al.</i> (1972)
		Cisalhamento direto	Cea (1998)

Tabela 2.6 - Ensaio de cisalhamento direto de grandes dimensões.

Autor	País / Local	Aplicação	Tipo	Equipamento		
				seção (m)	altura (m)	σ_v (MPa)
Blee e Riegel (1951)	USA	Barragem de <i>South Holston</i>	Campo	2,8x2,8	0,85	0,06
Lewis (1956)	Inglaterra (<i>Imperial College - Londres</i>)	Efeito do tamanho máximo das partículas	Lab.	0,3x0,3	0,2	-
Sowers e Gore (1961)	USA	Barragem de <i>Lewis Smith</i>	Campo	2,0x2,0	0,5	0,2
Schlutting e Jürgen (1964)	Alemanha	Barragem de <i>Ohra</i>	Campo	2,0x3,0	0,5	-
Marsal (1965)	México (UNAM)	Barragem de <i>El Infiernillo</i>	Lab.	0,3x0,3	0,2	7,5
Post (1969)	França	Barragem de <i>Saint Cassien</i>	Campo	1,2x1,2	1,0	1,0
Nunes e Bogossian (1970)	Brasil (Tecnosolo S.A.)	Barragem de Passo Real	Campo	1,5x1,5	1,2	0,8
Surendra e Gupta (1974)	Índia	Barragem sobre o Rio <i>Ramanga</i>	Campo	1,2x1,2	0,8	0,35
				6,0x6,0	0,3	5,5
Citados em Cruz (1983)	Brasil (CESP)	Barragem de Ilha Solteira	Campo	1,0x1,0	0,3	0,8
				2,0x2,0	0,8	0,6
		Barragem de Salto Osório	Lab.	0,2x0,2	0,2	1,0
		Barragem de Capivara	Lab.	0,2x0,2	0,2	1,1
			Campo	1,0x1,0	0,4	0,6
Barragem de Itaipu	Lab.	0,19x0,19	-	4,0		
Sarac e Popovic (1985)	Yugoslavia (<i>Ins. of Geot. and Found. Eng. - Sarajevo</i>)	Efeito da tensão normal	Lab.	0,7x0,7	0,4	0,05
				1,9x2,9	1,5	2,0
Palmeira (1987)	Inglaterra (Universidade de Oxford)	Ensaio em geossintéticos	Lab.	1,1x1,1	1,1	-
Brow (1988)	Inglaterra (WDD - Nicosia)	Barragem de <i>Evretou</i> (Chipre)	Lab.	0,3x0,3	0,2	-
Cea (1998)	Espanha (CEDEX)	Características de resistência	Lab.	1,0x1,0	1,0	1,0
				0,3x0,3	0,2	0,8
Matsuoka e Liu (1998)	Japão (<i>Nagoya Institute of Technology</i>)	Estudo do atrito entre as partículas e o equipamento	Lab.	0,8x0,8	0,21 e 0,1	0,12

Em geral, a principal vantagem dos ensaios de cisalhamento direto é a simplicidade de execução. No entanto, estes ensaios possuem limitações, dentre as quais, destaca-se que as deformações e as tensões ao longo da superfície de cisalhamento não são uniformemente distribuídas devido à rigidez das partes superior e inferior da caixa de cisalhamento. Dependendo do tipo e das dimensões da seção transversal do equipamento (quadrada ou

retangular), dos pontos de aplicação dos carregamentos e reações, das características do material e da densidade do corpo de prova, pode ocorrer o deslocamento vertical diferenciado entre as partículas do corpo de prova e, conseqüentemente, ocasionar uma rotação da superfície de cisalhamento. Esta rotação é tanto maior quanto maior for o atrito entre o material e as paredes internas da caixa de cisalhamento.

A abertura entre a caixa superior e a inferior pode impedir o deslizamento ou o rolamento das partículas, induzindo o cisalhamento das mesmas. Isso pode promover o aumento da resistência do material.

2.3.2. Ensaio triaxiais

Os ensaios triaxiais são os mais utilizados na caracterização da deformabilidade dos enrocamentos. A Tabela 2.7 reúne alguns trabalhos que utilizaram equipamentos triaxiais de grandes dimensões para caracterização de tais materiais.

A tabela mostra que a maior parte dos equipamentos triaxiais é capaz de ensaiar corpos de prova relativamente pequenos (0,3m de diâmetro) comparados com os equipamentos de cisalhamento direto. A Figura 2.13 ilustra um corte esquemático de uma câmara para ensaios de compressão triaxial em enrocamentos.

Uma das maiores dificuldades nos ensaios triaxiais é o isolamento do corpo de prova do fluido utilizado para o confinamento. Por um lado, o revestimento deve ser flexível de modo a não interferir no confinamento do corpo de prova. Por outro lado, deve ser suficiente rígido para não ser perfurado pelas saliências pontiagudas das partículas rochosas. Normalmente utilizam-se três membranas de revestimento:

- uma interna, normalmente de borracha ou látex, utilizada para a moldagem do corpo de prova. Considera-se que esta membrana de revestimento possa ser perfurada durante o ensaio;
- uma intermediária, que serve de proteção para a membrana externa, como por exemplo, placas de polietileno (Marsal, 1973a), placas de aço de pequena espessura (Fumagalli, 1969), tiras de borracha (Chan, 1969), ou ainda uma fina camada de areia;
- uma externa, que faz a impermeabilização do corpo de prova e normalmente é constituída por uma ou mais membranas de látex ou borracha.

Tabela 2.7 - Ensaio triaxiais de grandes dimensões.

Autor	País / Local	Aplicação	Equipamento			
			tipo	diâmetro (m)	altura (m)	tensão confinante (MPa)
Holtz e Gibbs (1956)	USA (<i>United States Bureau of Reclamation</i>)	caracterização de misturas de areia e material granular (efeito de escala e forma das partículas)	compressão axial	0,15	0,38	$\sigma_3 < 4,00$
				0,23	0,57	$\sigma_3 < 8,00$
Zeller e Wullimann (1957)	Suíça (<i>Institute of Technology of Zurich</i>)	Barragem de <i>Göschenenalp</i>	compressão axial	0,15; 0,23 e 0,48	-	-
Hall e Gordon (1963); Leps (1970)	USA (<i>South Pacific Division - Los Angeles</i>)	Barragem de <i>Isabella</i>	compressão axial	0,46	-	$\sigma_3 < 0,10$
Lowe (1964)	USA	Barragem de <i>Shihmen</i>	compressão axial	0,30	-	-
Leussink (1965); Brauns e Kast (1990)	Alemanha (Universidade de Karlsruhe)	características de resistência (ruptura, forças e movimentos entre as partículas e fator de escala)	compressão axial	1,00	1,80	$\sigma_3 < 2,50$
				0,50	-	-
				0,20	0,45	$\sigma_3 < 10,00$
				0,15	0,40	$\sigma_3 < 140,00$
Marsal (1965)	México (UNAM)	Barragem de <i>El Infiernillo</i>	compressão axial	1,13	2,5	$0,10 < \sigma_3 < 2,50$
				1,13	2,5	$\sigma_3 < 0,10$
				0,20	0,50	$\sigma_3 < 5,00$
			extensão axial	1,13	1,80	tensão axial em extensão $< 2,00$
Fumagalli (1969)	Itália (ISMES de Bérgamo)	Efeito de escala	compressão axial	0,51	-	-
Leslei (1969)	USA (<i>Corps of Engineering - Sausalito</i>)	tamanho máximo das partículas e granulometria	compressão axial	0,15	-	$\sigma_3 < 1,00$
				0,30	-	$\sigma_3 < 4,00$
Marachi <i>et al.</i> (1969); Becker <i>et al.</i> (1972)	USA (<i>University of California</i>)	características de resistência e deformabilidade	compressão axial	0,91	1,83	$\sigma_3 < 3,50$
					2,29	$\sigma_3 < 5,00$
Charles (1973)	Inglaterra (<i>Imperial College - Londres</i>)	Barragem de <i>Scamonde</i>	compressão axial	0,30	-	-
Marsal (1973b)	México (UNAM e CFE)	materiais arenosos e enrocamentos	triaxial verdadeiro	lado = 0,60m		$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3 < 10,00$
Charles e Watts (1980); Watts (1980)	UK (<i>Building Research Station</i>)	Efeito da tensão de confinamento	compressão axial	0,23	0,5	$0,10 < \sigma_3 < 0,40$
Thiers e Donovan (1981)	USA (<i>Corps of Engineering - Sausalito</i>)	Barragem de <i>Little Blue Run</i>	Compressão axial	0,38	-	-
Veiga Pinto (1982)	Portugal (LNEC)	Barragem de <i>Beliche e El Piedras</i>	compressão axial	0,30	0,70	$\sigma_3 < 2,50$
Portilla <i>et al.</i> (1985); Soriano (1989); Cea (1998)	Espanha (CEDEX)	Características de resistência	compressão axial	0,23	0,45	$\sigma_3 < 1,00$
Brow (1988)	Inglaterra (WDD - Nicosia)	Barragem de <i>Evretou</i> (Chipre)	compressão axial	0,23	-	-
Indraratna <i>et al.</i> (1993)	Índia (<i>Asian Inst. of Technology - Bangkok</i>)	Barragem de <i>Chiew Larn</i> - Tailândia (resistência ao cisalhamento)	compressão axial	0,30	0,60	$0,10 < \sigma_3 < 0,60$

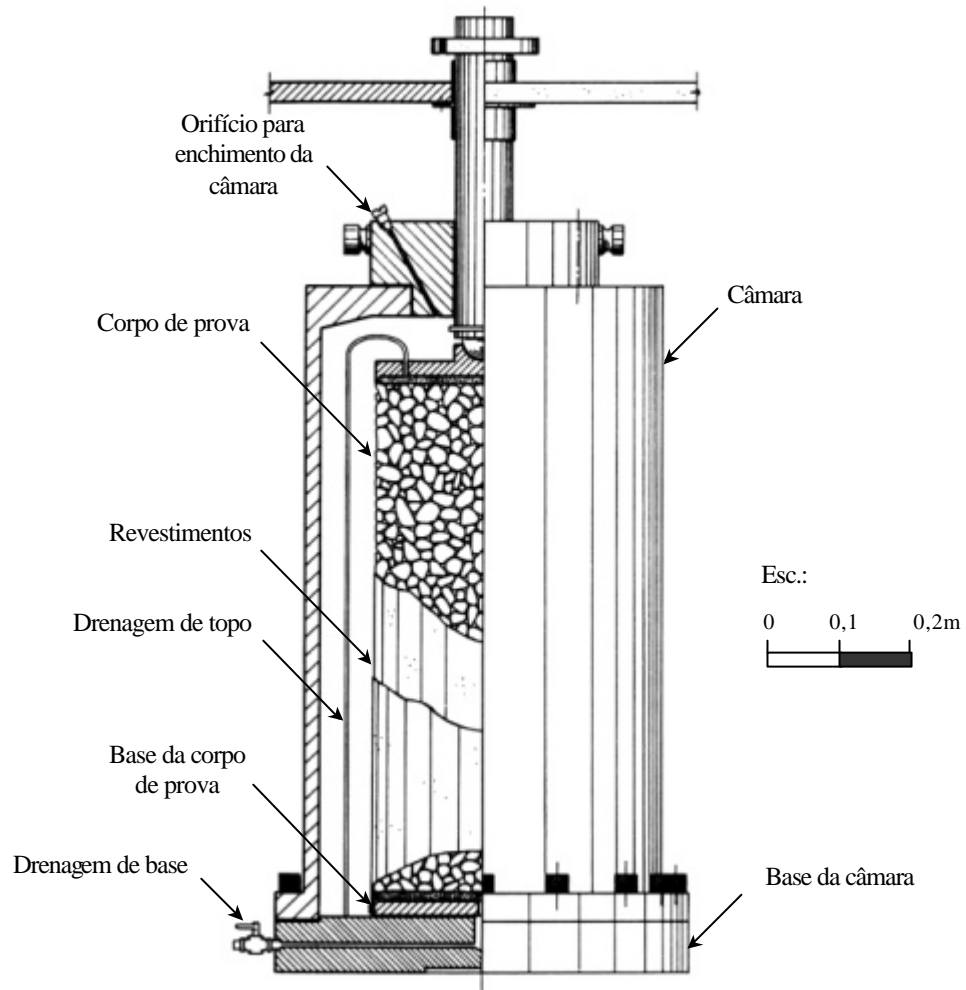


Figura 2.13 - Corte esquemático de uma câmara para ensaios de compressão triaxial em corpos de prova de 0,3m de diâmetro (Veiga Pinto, 1982).

Deve-se considerar o efeito da rigidez das diversas membranas de revestimento no aumento da tensão de confinamento do corpo de prova. Para tal, assume-se que, além da axissimetria do problema, a distribuição de tensões no revestimento pode ser expressa pela equação de Lamé (1852). Esta equação relaciona as tensões interna e circunferencial na membrana. Admitindo que a tensão interna na membrana corresponde ao acréscimo de tensão de confinamento do corpo de prova, Δs_3 , é possível demonstrar que (adaptado de Veiga Pinto, 1983):

$$\Delta s_3 = \frac{e_r (r_e^2 - r_i^2) E}{2 r_i^2} \quad (2.5)$$

onde e_r é a deformação radial, r_i é o raio interno do revestimento e r_e é o raio externo. O módulo elástico linear da membrana E pode ser obtido através de ensaios de tração.

Outro aspecto experimental importante é a penetração de membranas em ensaios que envolvem a variação da tensão confinante. Este aspecto afeta diretamente as medições de deformação volumétrica do corpo de prova (Vaid e Negussey, 1989).

2.3.3. Deformação plana

Apesar da melhor reprodução do estado de tensão e deformação dos maciços de enrocamento, o ensaio de deformação plana não é de execução corriqueira, devido às dificuldades de fabricação dos equipamentos e à logística de execução dos ensaios (Charles, 1976).

A Tabela 2.8 reúne alguns trabalhos citados na literatura que utilizam ensaios de deformação plana para caracterização de enrocamentos.

Tabela 2.8 - Ensaios de deformação plana de grandes dimensões.

Autor	País / Local	Aplicação	Características do equipamento			
			dimensão do corpo de prova na direção da tensão			tensão confinante máxima (MPa)
			s_1	s_2	s_3	
Marsal <i>et al.</i> (1967)	México (UNAM)	Barragem de <i>El Infiernillo</i>	0,75	0,70	1,80	2,50
Chan (1969); Becker (1972); Becker <i>et al.</i> (1972)	USA (<i>University of California</i>)	caracterização do comportamento dos materiais	0,12	0,12	0,30	4,50
			0,61	1,37	1,53	4,50
Dong e Nakamura (1997)	Japão (<i>Institute of Technology - Tóquio</i>)	estudo da anisotropia devido à densificação de materiais grossos em camadas	0,23	0,24	0,56	0,08

2.3.4. Compressão unidimensional

A Tabela 2.9 reúne trabalhos que mostram as características de ensaios de compressão unidimensional de grandes dimensões em enrocamentos.

Tabela 2.9 - Ensaio de compressão uniaxial de grandes dimensões.

Autor	País / Local	Aplicação	Equipamento		
			diâmetro (m)	altura (m)	Tensão axial máxima (MPa)
Marsal (1965)	México (UNAM)	Barragem de <i>El Infiernillo</i>	0,50	0,50	3,20
			1,13	1,13	10,00
Veiga Pinto (1982)	Portugal (LNEC)	Barragem de <i>Beliche e El Piedras</i>	0,50	0,50	2,00
			0,23	0,46	-
Caproni Jr. <i>et al.</i> (1999) e Caproni Jr. e Armelin (1998)	Brasil (Furnas - S.A.)	Barragem de Serra da Mesa	1,00	1,00	2,00
Penman <i>et al.</i> (1971)	-	-	1,00	0,50	-
Marsal (1972)	México (UNAM)	avaliação das características de compressibilidade de diversos materiais de enrocamento	1,13	0,68	5,60

Nos ensaios de compressão unidimensional em enrocamentos, observa-se o desenvolvimento de atrito lateral entre as partículas de rocha e a parede interna da câmara de compressão. A fim de minimizar este atrito, a câmara pode ser constituída por anéis de metal e borracha justapostos e intercalados (Figura 2.14). A compressão axial pode ocorrer tanto no enrocamento, no interior da câmara, quanto na própria câmara. Posteriormente, desconta-se o efeito da resistência da compressão da câmara através de sua calibração sem o enrocamento.

Dependendo das dimensões da câmara, ocorrem deformações circunferenciais, de pequena grandeza (da ordem de 10^{-6}) e que podem ser desprezadas. Eventualmente, observa-se deformações não-uniformes dos anéis rígidos, provocadas pela distribuição não-uniforme dos contatos entre as partículas e os anéis.

2.3.5. Ensaio no campo

Como exemplo de ensaios no campo para a caracterização do comportamento mecânico de enrocamentos, além dos ensaios de cisalhamento direto no campo já citados (Tabela 2.6), pode-se mencionar o ensaio de inclinação e o ensaio de empuxo passivo.

O ensaio de inclinação (*tilt test*) foi idealizado por Barton e Kjaernsli (1981) para a caracterização da resistência de maciços rochosos fraturados. Atualmente, este ensaio tem sido também aplicado em enrocamentos. A Figura 2.15 ilustra uma seqüência típica de execução do ensaio. Este ensaio simula uma condição de cisalhamento direto, podendo ser executado no laboratório ou no campo. No ensaio de inclinação existe a possibilidade de utilização de corpos de prova em escala real e grau de compactação igual ao do material da

própria obra. Alguns exemplos deste tipo de ensaio em escala real são apresentados por Andreus e Ibañez (1986) e Gallacher (1988).

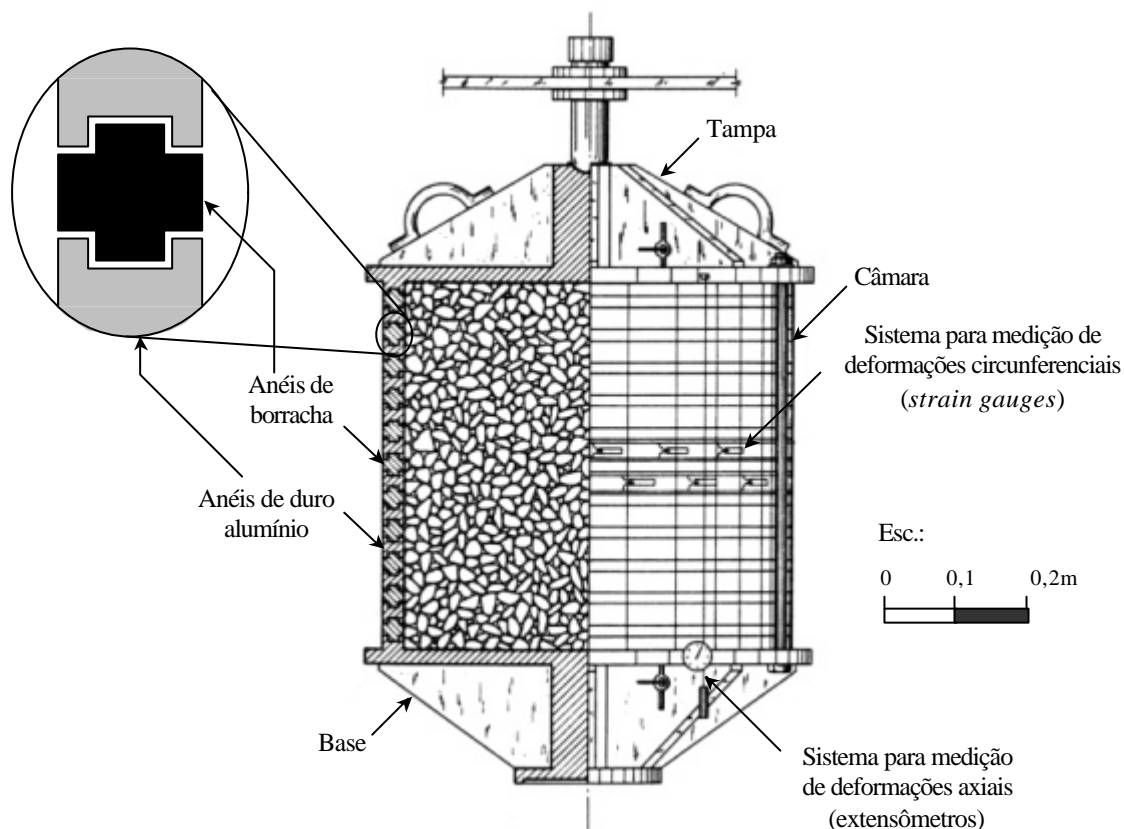


Figura 2.14 - Corte esquemático da câmara de compressão unidimensional em corpos de prova com 0,5m de diâmetro (Veiga Pinto, 1982)

O ensaio de empuxo passivo consiste na determinação da resistência mobilizada ao longo de uma superfície de ruptura, provocada pelo deslocamento forçado de um muro de contenção na direção do material contido. O muro é deslocado através de cargas horizontais aplicadas por macacos hidráulicos. A determinação da superfície de ruptura é feita através inclinômetros instalados no maciço. Alguns exemplos destes ensaios, de execução onerosa, são apresentados por Schlutting e Jürgen (1964), Fagnoul (1969) e Uriel (1987).

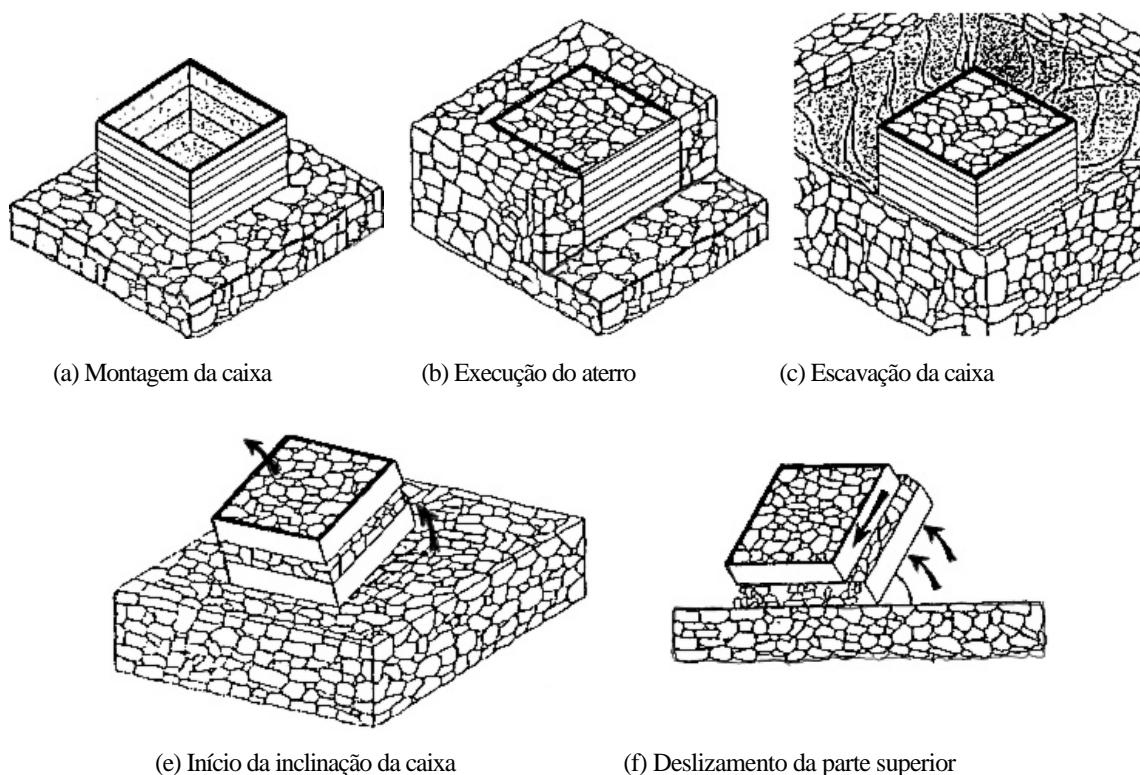


Figura 2.15 - Seqüência típica da execução de um ensaio de inclinação no campo (Andreas e Ibañez, 1986).

2.4. Considerações finais

Do exposto neste capítulo conclui-se que as características do comportamento tensão *vs.* deformação do enrocamento vêm sendo extensivamente estudadas desde a década de 70. A avaliação da influência das características do enrocamento no comportamento tensão *vs.* deformação destes materiais é de difícil determinação. No entanto, dentre tais características vale destacar as consideradas mais importantes: estado de tensão, densidade do enrocamento; resistência ao fraturamento e a forma das partículas.

Ressalta-se que o fraturamento das partículas tem influência importante no comportamento mecânico dos enrocamentos. No entanto, a determinação do fraturamento das partículas, utilizando a comparação entre as granulometrias antes e depois do ensaio no enrocamento, pode estar sujeita a erros principalmente devido à densificação e ao adensamento dos corpos de prova.

Devido principalmente ao fraturamento das partículas rochosas do enrocamento, espera-se que o comportamento dos enrocamentos seja diferente do comportamento dos solos arenosos.

Ao contrário do que se observa nos solos, é possível que o módulo de compressibilidade diminua para estados de tensão mais elevada, possivelmente devido ao acréscimo do fraturamento das partículas rochosas.

Associado também ao fraturamento das partículas rochosas do enrocamento, observa-se a redução do ângulo de resistência ao cisalhamento interno com o aumento da tensão de confinamento em ensaios triaxiais ou da tensão normal em ensaios de cisalhamento direto. Assim, é fundamental a execução de ensaios para avaliação das características de resistências das partículas individuais.

Existe grande influência do tipo de ensaio na caracterização mecânica de enrocamentos. Além disso, espera-se alguma influência do modo de aplicação das cargas dos ensaios laboratoriais, isto é, em deformação controlada ou em tensão controlada.

Por fim, ressalta-se que a execução dos ensaios no laboratório em amostras de enrocamentos envolve grandes dificuldades. Dentre tais dificuldades, a dimensão dos equipamentos e o custo de execução são as mais relevantes. Deve-se considerar ainda a mudança de comportamento provocada pela utilização de corpos de prova em escala reduzida, principalmente pela redução da compressibilidade devido a redução na dimensão das partículas. Isto é devido ao maior número de contatos e a menor possibilidade de se encontrar descontinuidades nos blocos em enrocamentos com partículas menores.