

MÁRCIA COLLARES MEIRELLES

**DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE
ENROCAMENTO DA UHE MACHADINHO ATRAVÉS DE ENSAIOS DE
CISALHAMENTO DIRETO DE GRANDES DIMENSÕES**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Florianópolis, Dezembro de 2008.

**DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE
ENROCAMENTO DA UHE MACHADINHO ATRAVÉS DE ENSAIOS DE
CISALHAMENTO DIRETO DE GRANDES DIMENSÕES**

MÁRCIA COLLARES MEIRELLES

**Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da
Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para a obtenção do
título de Mestre em Engenharia Civil.**

Área de Concentração: Infra-Estrutura e Gerência Viária

Orientador: Prof. Marciano Maccarini, Ph.D.

Florianópolis, Dezembro de 2008.

**DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE ENROCAMENTO
DA UHE MACHADINHO ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO DE
GRANDES DIMENSÕES**

Esta dissertação foi julgada e aprovada como requisito final para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, em sessão pública realizada em 16/12/2008.

Prof. Dr. Glicério Trichês
Coordenador do Curso do PPGEC – UFSC

Prof. Marciano Maccarini, Ph.D. (Orientador)

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Paulo Teixeira Cruz. – USP

Prof^a. Dr^a. Regina Davison Dias – UNISUL

Prof^a. Dr^a. Glaci Trevisan Santos – PROSUL

Prof. Dr. Orlando Martini de Oliveira - UFSC

Dedico este trabalho
aos meus pais,
ao meu irmão e
ao Marcio com amor

AGRADECIMENTOS

À minha mãe pelo apoio constante, incentivo e um amor sem limite.

Ao meu pai por todo incentivo e por sempre ter ajudado a alcançar os meus objetivos.

Ao Marcio pelo constante companheirismo e amor.

E ao meu irmão pela força e carinho.

Ao meu companheiro Toddy que nunca se cansou de ficar horas a fio me fazendo companhia ao lado do computador.

À equipe do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC, pois sem o apoio de todos não teria sido possível realizar esta dissertação.

Minha gratidão principalmente ao orientador Marciano Maccarini e ao colega Rodrigo Hummes pela constante ajuda, e aos bolsistas César Schmidt e Giuseppe da Rocha Macalossi.

À Leme Engenharia, na pessoa do diretor regional Demóstenes Gonçalves Pinheiro, por ter permitido realizar este mestrado e ter sempre apoiado esta empreitada.

Aos amigos e colegas, em especial Aires Watzko, Patrícia Becker de Andrade, Rafael Fernandes Pereira, Erik Wunder e Marcelo Bogo pelo constante incentivo, apoio e amizade.

Ao laboratório da CESP de Engenharia Civil, principalmente ao Eng. Wanderley Ognebene e ao Técnico Antonio Bezerra por terem fornecido dados de ensaios realizados na Barragem de Ilha Solteira e Capivara.

Aos Professores Paulo Teixeira, Regina Davison Dias, Glaci Trevisan Santos. Cruz e Orlando Martini de Oliveira pela contribuição na banca examinadora.

E a todas as pessoas que de alguma forma me apoiaram durante esta jornada.

SUMÁRIO

SUMÁRIO	vi
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES	ix
LISTA DE FIGURAS	xii
LISTA DE TABELAS	xvi
RESUMO	xvii
ABSTRACT	xviii
CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Motivação e importância do tema.....	1
1.2 Objetivo do trabalho	3
1.2.1 Objetivo geral.....	3
1.2.2 Objetivos específicos	3
1.3 Organização do trabalho	3
CAPÍTULO 2. BARRAGEM DE ENROCAMENTO	5
2.1 Histórico.....	5
2.2 Barragem de enrocamento com núcleo de argila.....	7
2.3 Barragens de Enrocamento com face de concreto (BEFC)	8
2.4 Atrativos em relação a construção de barragens de enrocamento	15
2.5 Instrumentação de campo	16
CAPÍTULO 3. COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS ENROCAMENTOS	20
3.1 O enrocamento	20
3.2 Comportamento geomecânico dos enrocamentos.....	21
3.2.1 Estrutura do meio granular.....	22
3.2.1.1 Estado de compactação.....	22
3.2.1.2 Distribuição granulométrica	24
3.2.1.3 Efeito de escala	25
3.2.1.4 Adição de água	26

3.2.2	Tipo dos elementos rochosos	27
3.2.2.1	Resistência ao esmagamento	28
3.2.2.2	Forma das partículas	30
3.2.2.3	Mineralogia.....	32
3.2.3	Estado de tensões	32
CAPÍTULO 4. ENSAIOS DE LABORATÓRIO DE GRANDES DIMENSÕES		35
4.1	Compressão Unidimensional	37
4.2	Deformação Plana.....	38
4.3	Ensaio Triaxial.....	39
4.4	Cisalhamento direto	39
CAPÍTULO 5. ÁREA DE ESTUDO.....		42
5.1	A usina.....	42
5.2	Aspectos geológicos-geotécnicos	45
5.3	Concepção geral e seqüências construtivas da barragem	50
5.3.1	O maciço de enrocamento.....	51
5.3.2	A fundação e o plinto	56
5.3.3	A instrumentação da barragem da UHE Machadinho	57
CAPÍTULO 6. METODOLOGIA E PROGRAMA DE ENSAIOS.....		60
6.1	Introdução	60
6.2	Ensaios de caracterização	61
6.2.1	Análise granulométrica	61
6.2.2	Quebra das partículas	61
6.2.3	Massa específica das partículas.....	62
6.2.4	Densidade relativa.....	62
6.2.5	Coefficiente de Forma	64
6.3	Ensaio Mecânico.....	66
6.3.1	Cisalhamento Direto	66
6.3.1.1	Equipamento	66
6.3.1.2	Procedimento de ensaio	69
CAPÍTULO 7. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE PARCIAL DOS RESULTADOS		77
7.1	Introdução	77
7.2	Ensaios de caracterização	77
7.2.1	Análise granulométrica e quebra das partículas.....	77
7.2.2	Massa específica das partículas.....	80

7.2.3 Densidade relativa.....	80
7.2.4 Coeficiente de Forma	80
7.3 Ensaio de cisalhamento direto	82
7.3.1 Ensaio 1	82
7.3.2 Ensaio 2.....	86
7.3.3 Ensaio 3.....	89
7.3.4 Ensaio 5.....	92
7.3.5 Resumo dos resultados dos ensaios	95
7.3.6 Envoltória de ruptura	97
CAPÍTULO 8. ANÁLISE FINAL DOS RESULTADOS.....	99
CAPÍTULO 9. CONCLUSÕES.....	116
CAPÍTULO 10. SUGESTÕES.....	119
REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	120

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

Abreviações

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BEFC	Barragem de enrocamento com face de concreto
BVA	Basalto Visículo Amigdaloidal
CCR	Concreto compactado a rolo
CFE	<i>Comisión Federal de Electricidad (México)</i>
CEDEX	<i>Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas</i>
CESP	Companhia Energética de São Paulo
COPEL	Companhia Paranaense de Energia
DEINFRA	Departamento Estadual de Infra-estrutura do Estado de Santa Catarina
ISMR	<i>International Society of Rock Mechanics</i>
LCEC	Laboratório da CESP de Engenharia Civil
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer (Transdutor de deslocamento)</i>
N.A	Nível d'água
NBR	Norma Brasileira
UHE	Usina Hidrelétrica
UNAM	<i>Universidad Autónoma de Méjico (Instituto de Ingeniería)</i>
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina

Símbolos

B_g	Grau de fraturamento das partículas do material ensaiado
C_c	Coefficiente de curvatura
C_u	Coefficiente de uniformidade
C_f	Coefficiente de forma
D	Diâmetro mínimo da amostra
\bar{d}	Dimensão média de uma partícula i
D_m	Dimensão média das partículas
D_{max}	Diâmetro máximo da partícula da amostra
D^d_{max}	Diâmetro máximo da partícula do campo (protótipo)
D_r	Densidade relativa
ΔD	Diferença entre o diâmetro máximo da partícula do protótipo (D^d_{max}) e das partículas da amostra (D_{max})
$e_{máx}$	Índice de vazios máximo
$e_{mín}$	Índice de vazios mínimo
E	Módulo de Young
E	Enrocamento
H	Altura
ϕ	ângulo atrito
γ_{dg}	Peso específico aparente dos grãos

$\gamma_{dmín}$	Peso específico mínimo do enrocamento
$\gamma_{dmáx}$	Peso específico máximo do enrocamento
γ_d	Peso específico do corpo de prova
ν	Coefficiente de Poisson
p	Peso de uma dada partícula genérica
\bar{P}	Média das forças de contato
P_a	Resistência de quebra das partículas
σ	Tensão normal
σ^n	Tensão normal efetiva
τ	Tensão cisalhante
a e b	Parâmetros de resistência do material, obtidos do ajuste da curva de Mello (1977) apud Maia (2001)

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Barragem de enrocamento com núcleo de argila (Pacheco, 2005)	8
Figura 2.2 – Barragem de enrocamento com face de concreto (Pacheco, 2005)	9
Figura 2.3 - Zoneamento típico de uma barragem de enrocamento com face de concreto (Fernandes, 2007)	13
Figura 2.4 - Compactação em talude com rolo compactador tracionado (UHE Foz do Areia) - Método “iô-iô” - Fernandes (2007).....	15
Figura 2.5 - Execução da mureta de concreto extrudado - Método Itá (UHE Machadinho).....	15
Figura 2.6 – Esquema de uma seção instrumentada de BEFC (Oliveira e Sayão, 2004).....	19
Figura 2.7 – Esquema de uma seção instrumentada com núcleo de argila (Oliveira e Sayão, 2004)	19
Figura 3.1 – Faixa granulométrica dos enrocamentos (Neves, 2002)	21
Figura 3.2 – Metodologia de determinação do grau de fraturamento Bg (Maia, 2001).....	30
Figura 3.3 - Deformação volumétrica na ruptura para diferentes níveis de tensões em granulometrias distintas de basalto, Marachi et al. (1969) apud Basso (2007)	33
Figura 3.4 - Variação do ângulo de atrito interno com a tensão normal efetiva no plano de ruptura em pedregulhos e enrocamentos (Leps, 1970 e Indraratna et al. 1993, apud Maia, 2001)	34
Figura 4.1 – Teste de compressão unidimensional - Edômetro de grandes dimensões (Pacheco, 2005), mostrando as células de carga para a medição do atrito lateral	38
Figura 5.1 – Locação da UHE Machadinho	42
Figura 5.2 – Locação detalhada da UHE Machadinho localizada no Rio Pelotas	43
Figura 5.3 – Arranjo geral UHE Machadinho	44
Figura 5.4 – Perfil longitudinal do rio (Usina, 2007).....	45
Figura 5.5 – Mapa litogeoquímico das rochas ácidas da Formação Serra Geral, segundo informações contidas em Bellieniet al. (1986), Nardy et al. (2002) e Machado (2003) apud Luchetti et al., 2005.	46
Figura 5.6 – Perfil esquemático de uma sucessão de derrames básicos e ácidos de Formação Serra Geral (Fernandes, 2006, apud Souza 2007).....	48
Figura 5.7 – Perfil esquemático de uma sucessão de derrames (Thá, 2007).....	48

Figura 5.8 – Seção típica da barragem de Machadinho com o zoneamento de materiais	51
Figura 5.9 – UHE Machadinho – material E0	55
Figura 5.10 - UHE Machadinho – material E1	55
Figura 5.11 - UHE Machadinho – material E2	55
Figura 5.12- UHE Machadinho – material E3	55
Figura 5.13 - Barragem Principal – Planta instrumentada	58
Figura 5.14 - Seções instrumentadas UHE Machadinho (Watzko, 2007)	59
Figura 6.1 – Ensaio de densidade máxima, material sendo homogeneizado	63
Figura 6.2 – Recipiente cilíndrico de dimensões: 48 cm de diâmetro e 40 cm de altura ao lado uma das placas de madeira utilizadas no ensaio: (a) vista frontal; (b) vista de topo	63
Figura 6.3 – Ensaio de densidade máxima, onde pode ser observado o cilindro, o aparato de madeira de apoio da placa vibratória e a placa vibratória PV 2000	64
Figura 6.4 – Descrição dos componentes do ensaio de cisalhamento direto de grandes dimensões	68
Figura 6.5 – Cisalhamento direto de grandes dimensões preparado para ensaiar	68
Figura 6.6 – Equipamento de cisalhamento direto (Hummes, 2007): (a) vista longitudinal; (b) corte transversal	69
Figura 6.7 – Preparação da amostra: (a) material já homogeneizado, conseqüentemente pronto para ser utilizado no ensaio; (b) material lançado na caixa; (c) material sendo compactado por camadas; (d) material após compactação	72
Figura 6.8 – Ensaio sendo finalizada a montagem	73
Figura 6.9 – Ensaio com a célula de carga posicionada e LVDT's: (a) detalhe dos LVTD's 1 e 2; (b) detalhe dos LVTD's 2 e 3	73
Figura 6.10 – Localização dos transdutores de deslocamento (LVDT's): (a) planta esquemática; (b) seção esquemático	74
Figura 6.11 – Ensaio 1 – Força de atrito total (kN) x Força vertical efetiva global (kN) - (Pacheco, 2005)	76
Figura 7.1 – Curva granulométrica de campo e sua curva granulométrica paralela preparada para os ensaios de laboratório	77
Figura 7.2 – Curva granulométrica preparada para o ensaio 1 e curva granulométrica obtida após o ensaio 3	78

Figura 7.3 – Curva granulométrica preparada para o ensaio 5 e curva granulométrica obtida após o ensaio 5.....	79
Figura 7.4 – Figura do gráfico apresentado por Marsal (1973) sobre a coeficiente de forma dos grãos, e os valores de coeficientes de forma obtidos neste trabalho em vermelho	81
Figura 7.5 – Ensaio 1 – Tensão normal x tempo x deformação vertical específica durante o estágio de consolidação.....	83
Figura 7.6 – Ensaio 1 – Curvas tensão-deformação e ângulo de rotação da placa de carga x deslocamento horizontal	84
Figura 7.7 – Ensaio 1 – Desenho esquemático demonstrando o ângulo de rotação calculado em todos os ensaios.....	85
Figura 7.8 – Ensaio 1 – Comportamento observado ao longo do ensaio: caixa superior deixa de ficar apoiada no interior devido ao comportamento dilatante do material.....	86
Figura 7.9 – Ensaio 2 – Tensão normal x tempo x deformação vertical específica durante o estágio de consolidação.....	87
Figura 7.10 – Ensaio 2 – Curvas tensão-deformação e ângulo de rotação da placa de carga x deslocamento horizontal	88
Figura 7.11 – Ensaio 2 – Comportamento observado ao longo do ensaio: caixa superior deixa de ficar apoiada no interior devido ao comportamento dilatante do material.....	89
Figura 7.12 – Ensaio 2 – Tensão normal x tempo x deformação vertical específica durante o estágio de consolidação.....	90
Figura 7.13 – Ensaio 3 – Curvas tensão-deformação e ângulo de rotação da placa de carga x deslocamento horizontal	91
Figura 7.14 – Ensaio 3 – Comportamento observado ao longo do ensaio: caixa superior deixa de ficar apoiada no interior devido ao comportamento dilatante do material.....	92
Figura 7.15 – Ensaio 5 – Tensão normal x tempo x deformação vertical específica	93
Figura 7.16 – Ensaio 5 – Curvas tensão-deformação e ângulo de rotação da placa de carga x deslocamento horizontal	94
Figura 7.17 – Ensaio 1, 2, 3 e 5 – Tensão cisalhante x deformação cisalhante específica.....	96
Figura 7.18 – Ensaio 1, 2, 3 e 5 – Deformação vertical específica x deformação cisalhante específica.....	96
Figura 7.19 – Envoltória de resistência do material ensaiado	98
Figura 7.20 – Variação do ângulo de atrito com a tensão normal líquida.....	98

Figura 7.21 – Ângulo de atrito interno x tensão normal efetiva no plano de ruptura	107
Figura 7.22 – Comparação em relação a variação do angulo de atrito nos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais	109
Figura 7.23 – Variação do ângulo de atrito com C_u , para diversos ensaios.....	110
Figura 7.24 – Variação do ângulo de atrito com B_g de diversos ensaios.....	112
Figura 7.25 – Correlações ângulo de atrito x densidade relativa (D_r), $D/d_{máx}$ e dimensão máxima das partículas($d_{máx}$)	113
Figura 7.26 – Variação do ângulo de atrito com o C_u e compacidade (Signer, 1973).....	114
Figura 7.27 – Classificação dos enrocamentos e variação do grau de fraturamento com o nível de tensão octaédrica (Marsal e Resendiz,1975).....	115

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Divisão histórica da evolução das barragens de enrocamento.....	7
Tabela 2.2 – Principais características das barragens de enrocamento com face de concreto construídas no Brasil.....	12
Tabela 4.1 - Ensaios utilizados para determinação das características dos materiais de enrocamento.....	36
Tabela 4.2 – Ensaio de cisalhamento direto de grandes dimensões.....	41
Tabela 5.1 – Classificação dos enrocamentos utilizados.....	52
Tabela 5.2 – Classificação das características especificadas para o basalto denso/riodacito e o enrocamento E3 e E4.	53
Tabela 5.3 – Resumo dos resultados de ensaios de campo – UHE Machadinho.	54
Tabela 7.1 – Coeficientes de uniformidade C_u e de curvatura C_c	79
Tabela 7.2 – Massa específica das partículas.....	80
Tabela 7.3 – Máxima específica máxima e mínima da amostra.....	80
Tabela 7.4 – Coeficiente de forma obtidos neste trabalho.....	81
Tabela 7.5 – Comparação entre os coeficientes de forma obtidos neste trabalho e por Pacheco (2005).....	82
Tabela 7.6 - Resumo de testes de cisalhamento direto e triaxiais realizados em materiais de enrocamento, obtidos da literatura existente.....	100

RESUMO

Este trabalho tem como intuito contribuir para a ampliação do conhecimento sobre o comportamento físico e mecânico dos enrocamentos de basalto/riodacito que compõem o aterro da barragem da Usina Hidrelétrica Machadinho, localizada entre os municípios de Piratuba, Santa Catarina, e Maximiliano de Almeida, Rio Grande do Sul. Neste estudo o objetivo principal foi a determinação da resistência ao cisalhamento através da execução de testes de cisalhamento direto em amostras de enrocamento, com dimensões de 0,70m x 0,70m x 0,70m. A composição adotada para a amostra e a granulometria simularam as condições verificadas na barragem de enrocamento com face de concreto da UHE Machadinho. O enrocamento estudado é composto, em peso, por 70% de riodacito/basalto e 30% de brecha basáltica / basalto visículo amigdaloidal. As amostras foram compactadas até atingir uma densidade relativa de 82%, resultando num peso específico seco de 20kN/m³. Coerentemente, as curvas tensão-deformação das amostras revelaram um comportamento nítido de material dilatante. Já a granulometria das amostras determinada antes e após os ensaios, o que serviu para a obtenção do índice de fraturamento do material, apresentou uma variação na faixa de 1% a 2%. A partir dos resultados dos ensaios foi possível estabelecer uma comparação entre os resultados desta pesquisa e os obtidos em literatura existente sobre ensaios de cisalhamento e triaxiais de grandes dimensões. Quanto às propriedades mecânicas, o principal ponto observado neste material foi o maior valor do ângulo de atrito interno obtido em relação aos materiais de mesma litologia, ensaiados através de equipamentos de cisalhamento direto e triaxial de grandes dimensões em outras pesquisas. Uma análise dos vários fatores que influenciam no valor de ângulo de atrito (ϕ) mostrou que o coeficiente de uniformidade da curva granulométrica é provavelmente o fator mais importante. Outras correlações tentadas com uma série de ensaios em enrocamento obtidos na literatura e apresentados nessa dissertação, visando verificar as variáveis mais influentes no valor de ϕ , apresentaram uma grande dispersão de resultados. Em várias tentativas de correlações não foi possível definir qualquer grau de dependência.

ABSTRACT

The aim of this work is to contribute to broadening the knowledge on the physical and mechanical behavior of basalt/rhiodacite rockfills composing the embankment of the Machadinho Hydroelectric Power Plant, located between the municipalities of Piratuba, Santa Catarina, and Maximiliano de Almeida, Rio Grande do Sul. The principal objective was to determine shear resistance by the execution of direct shear tests upon rockfill samples, with dimensions of 0.70m x 0.70m x 0.70m. The composition adopted for the sample and its grain size distribution simulated the conditions encountered in the concrete faced rockfill dam of the Machadinho HPP. The composition by weight of this rockfill is 70% rhiodacite/basalt and 30% basaltic breccia/vesicular amygdaloidal basalt. The samples were compacted to a relative density of 82%, resulting in a dry specific weight of 20kN/m³. Consistently with the above, the stress-strain curves of the samples clearly revealed the behavior of the expansive material. The grain size distribution of the samples, determined before and after the tests, and which served for obtaining the fracture index of the material, presented variation in the range of 1% to 2%. Based on the results of the tests, it was possible to establish a comparison between the results of this research and those obtained in the existing literature concerning shear and triaxial tests of large dimensions. Regarding the mechanical properties, the principal point observed in this material was the greater value of the angle of internal friction obtained in relation to the materials of this same lithology tested in other investigations. An analysis of the various factors influencing the value of the angle of friction (ϕ) showed that the coefficient of uniformity of the grain size distribution curve is probably the most important factor. Other correlations attempted in a series of rockfill tests obtained in the literature and those presented in this dissertation, with the aim of verifying the most influential variables upon the value of ϕ , presented great dispersion in the results. In various correlation results it was impossible to define any degree of dependence.

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO

1.1 MOTIVAÇÃO E IMPORTÂNCIA DO TEMA

A Engenharia Civil tem, nas últimas décadas, dedica uma crescente atenção ao estudo do comportamento mecânico de enrocamentos, devido ao aumento da utilização destes materiais em obras de grande porte, como as grandes barragens brasileiras, e por este material ter apresentado excelente a relação custo x características mecânicas.

Durante a segunda metade do século XIX surgiram as primeiras aplicações do enrocamento como material de construção de barragens. Porém, a utilização deste material na construção de barragens foi pequena, devido aos inúmeros problemas que ocorreram na época.

As barragens de enrocamento são elementos estruturais constituídos de um ou mais materiais, pois precisam sempre de um elemento de vedação, já que a permeabilidade do enrocamento é muito elevada.

A princípio, os aterros de enrocamento não eram compactados e sua granulometria caracterizava-se por ser uniforme e pela utilização de blocos de grandes dimensões de rocha sã. Como consequência havia um elevado índice de vazios neste material, que proporcionava grandes deformações do aterro, incompatíveis com aquelas admissíveis nos elementos de vedação, levando a fuga excessiva da água.

Contudo o avanço tecnológico experimentado nos últimos 50 anos, principalmente em relação aos equipamentos de compactação, propiciou uma melhora substancial nas características mecânicas dos enrocamentos, diminuindo os índices de vazios e propiciando uma redução drástica dos níveis de deformação.

Este processo tornou os métodos construtivos tecnicamente viáveis e economicamente atrativos, nos seguintes casos:

- quando o regime intenso de chuvas é um condicionante do projeto, isto é, existe a necessidade de garantir a conclusão da obra dentro de um cronograma que independa das condições de clima e precipitação;

- quando esta solução possibilita o tratamento mais simples das fundações;
- quando o volume de material proveniente das escavações obrigatórias justifica o método adotado.

Atualmente, a utilização destes materiais em obras de grandes barragens continua sendo bastante acentuada, já que, cada vez mais, busca-se o aproveitamento máximo dos materiais disponíveis no sítio. Este fator vinculado a magnitude destas obras e aos sérios danos que podem ser causados caso ocorra uma eventual ruptura, corroboram para o estudo aprofundado sobre o enrocamento.

Para a caracterização mecânica do enrocamento, ainda existem limitações na prática no que diz respeito a execução de ensaios em laboratório, pois estes normalmente envolvem equipamentos de grandes dimensões além da problemática da representatividade granulométrica do material ao ser ensaiado, no laboratório, com a granulometria real.

Com o intuito de contribuir para a ampliação do conhecimento sobre este material, foi desenvolvida a presente dissertação de mestrado que apresenta um estudo sobre o enrocamento da Usina Hidrelétrica Machadinho. Neste estudo será dada continuidade a pesquisa que vem sendo realizado no laboratório de mecânica dos solos da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) sobre o comportamento mecânico deste material.

O atual trabalho tem como enfoque principal a realização de ensaios de cisalhamento direto de grandes dimensões. O equipamento utilizado nesta pesquisa foi projetado no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC por Hummes (2007) na sua dissertação de mestrado para ensaiar amostras cúbicas de 70 cm de lado e com capacidade para aplicação de esforço cisalhante de 500kN.

Os ensaios foram realizados com enrocamento de basalto/riodacito da Usina Hidrelétrica Machadinho, que está localizada entre os municípios de Piratuba, Santa Catarina, e Maximiliano de Almeida, Rio Grande do Sul. Nesta região na década de 90 e atualmente têm sido construídas usinas hidrelétricas de grande porte, onde as principais estruturas de barramento utilizam o enrocamento de basalto como material de aterro e a laje de concreto como estrutura de vedação. O acompanhamento técnico de algumas destas usinas foi outro fator que tornou bastante atraente o estudo do material desta região.

1.2 OBJETIVO DO TRABALHO

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é a determinação da resistência ao cisalhamento do basalto/riodacito através da execução de ensaios de cisalhamento direto de grandes dimensões. O material utilizado foi o enrocamento doado pela Usina Hidrelétrica Machadinho, localizada entre Santa Catarina e Rio Grande do Sul.

1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos são:

- ✓ Estudar os principais fatores que condicionam as características mecânicas do enrocamento;
- ✓ Desenvolver uma metodologia de ensaio de cisalhamento direto de grandes dimensões para a caracterização da resistência ao cisalhamento;
- ✓ Analisar a granulometria dos materiais.
- ✓ Caracterizar os materiais componentes das amostras selecionadas para os ensaios.
- ✓ Realizar ensaios de cisalhamento direto, com a condição mais próxima possível a existente no protótipo, para obtenção dos parâmetros de resistência do enrocamento.
- ✓ Analisar o comportamento das amostras ensaiadas.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Com o intuito de desenvolver o trabalho de uma forma que as conclusões almejadas sejam alcançados com sucesso, através de informações, considerações e resultados, a presente dissertação está dividida em 8 capítulos.

O capítulo 1 trata da introdução ao tema, esclarecendo os objetivos que se pretende atingir, assim como a importância do trabalho.

No capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica sintetizada sobre as barragens de enrocamento, com um breve histórico, na qual o enfoque principal foi dado para as barragens de enrocamento com face de concreto, no que se refere a método construtivo, características dos materiais, atrativos em relação a outras barragens e instrumentação.

O capítulo 3 traz a definição do enrocamento e os principais fatores que influenciam seu comportamento mecânico, como quebra de grãos, estado de tensão e etc.

No capítulo 4 estão descritos os principais ensaios de grandes dimensões utilizados para ensaiar enrocamentos, como o ensaio de compressão unidimensional, de deformação plana, triaxial e de cisalhamento direto, assim como alguns locais que possuem ou já possuíram estes equipamentos.

No capítulo 5 são abordados os principais aspectos e características da Usina Hidrelétrica Machadinho, visando principalmente a estrutura de barramento, já que o material estudado (enrocamento) é proveniente desta região.

No capítulo 6 são descritos os ensaios realizados para a caracterização do enrocamento, assim como o ensaio mecânico realizado, isto é, o ensaio de cisalhamento direto de grandes dimensões. Contudo o enfoque principal deste capítulo é detalhar minuciosamente a metodologia adotada para a realização de cada um deles.

O capítulo 7 apresenta os resultados dos ensaios realizados, assim como as análises parciais dos resultados de cada um deles.

No capítulo 8 é realizada uma análise final dos resultados obtidos e no capítulo 9 e capítulo 10 são apresentadas as conclusões e sugestões para os futuros trabalhos.

CAPÍTULO 2. BARRAGEM DE ENROCAMENTO

2.1 HISTÓRICO

As barragens foram, desde o início da história da humanidade, fundamentais ao desenvolvimento. A sua construção sempre teve como objetivo principal a retenção de líquidos e na grande maioria das vezes a acumulação de água.

As primeiras barragens foram construídas principalmente devido a escassez de água no período seco e a conseqüente necessidade de armazenamento da mesma.

A nível mundial, algumas das barragens mais antigas de que se tem conhecimento situavam-se, por exemplo, no Egito, Médio Oriente e Índia. A barragem de Sadd el-Kafara, próxima ao Cairo – Egito, pelo que se tem informação, foi uma das primeiras barragens a ser construídas, cerca de 4000 anos atrás. É desta barragem também o registro do primeiro acidente com este tipo de estrutura, já que a mesma rompeu alguns anos após sua construção.

Nos anos posteriores mais barragens foram construídas. No entanto foi no século 19 que as construções começaram a ser feitas de maneira mais sistemática. No século 20 ocorreu o grande desenvolvimento na construção deste tipo de estrutura.

Com o desenvolvimento, estas barragens que inicialmente priorizavam a reserva de água para consumo próprio e pequenas irrigações, tiveram que se adaptar as novas demandas. Com isso foram criadas as primeiras tomadas d'água e por questões de segurança, os primeiros vertedouros.

Atualmente na construção de usinas hidrelétricas além da barragem, da tomada de água e do vertedouro, estão presentes também outras estruturas auxiliares como: condutos forçados, canal de adução, túnel de adução de baixa e alta pressão, canal de fuga, túneis de desvio, casa de força, etc.

Os cinco tipos de barramentos mais utilizados e recentemente mais construídos são: barragem de enrocamento com núcleo de argila, barragem de enrocamento com face de concreto, barragem em arco, barragem de gravidade em concreto convencional e barragem em concreto compactado a rolo, conhecida como barragem de CCR.

A escolha do tipo de barragem deve ser feita considerando muitos aspectos técnicos, mas principalmente deve focar a utilização dos materiais disponíveis no local da obra, onde, na maioria das vezes, a viabilidade da solução adotada passa pela disponibilidade e distância de transporte dos materiais. Por isso é indispensável um bom estudo geológico-geotécnico prévio ao projeto de uma barragem.

A utilização do enrocamento como elemento principal de uma barragem ocorreu no século XIX, em Serra Nevada, Califórnia. Era um período de mineração do ouro, e naquela região, havia rocha em abundância e os mineradores estavam habituados ao uso de explosivos, o que viabilizou a construção da primeira barragem de enrocamento.

Na primeira metade do século XX, várias barragens foram construídas com enrocamento, sendo que algumas apresentaram desempenho insatisfatório, devido à ocorrência de vazões excessivas e de grandes deformações após o período de construção.

Passou-se a suspeitar que a lubrificação que ocorria entre blocos de rocha no período do enchimento, provocava a redução de atrito entre partículas. Mas Terzaghi (1960) provou que a molhagem não reduzia o ângulo de atrito entre partículas, mas podia provocar a perda de resistência dos blocos de rocha, ocasionando quebra dos grãos. Iniciou-se assim um novo processo de execução, no qual era realizada uma molhagem inicial nos maciços de enrocamento, que acentuava o esmagamento dos grãos, e reduzia os recalques subsequentes.

Na década de 60, com o início da realização de ensaios com amostras de grandes dimensões foi possível estudar mais profundamente o comportamento mecânico dos enrocamentos. Neste período, foi introduzida a técnica de compactação com vibração e molhagem, a qual resultou na melhoria do desempenho das barragens construídas com este material.

Com o avanço tecnológico, até o final do século XIX, havia apenas oito barragens de enrocamento com mais de 30 metros de altura. Em 1940, já havia registro de barragens com

altura variando entre 60 e 90m, segundo Affonso (2004). Nos anos 50, foram construídas barragens de enrocamento com até 135 metros de altura.

Uma divisão histórica em relação ao desenvolvimento de barragens de enrocamento foi proposta por Cooke (1984), como mostra a Tabela 2.1:

Tabela 2.1 – Divisão histórica da evolução das barragens de enrocamento.

Data	Evolução das barragens de enrocamento
Período Inicial (1850-1940)	É representado pela utilização de aterros constituídos de enrocamento lançado, sem densificação. Nesta fase, as barragens eram divididas em 3 partes estruturais fundamentais: corpo do enrocamento lançado, colchão de cascalho e face impermeável a montante, apoiada no colchão. A estrutura responsável pelo desempenho da barragem era o colchão de pedra arrumada manualmente, que possibilitava a distribuição de tensões na cortina. As fundações eram constituídas por uma parede diafragma a montante, conectada com a face impermeável. A junta de conexão possuía certa flexibilidade para suportar os recalques sofridos pela face sem causar fissuramento e infiltrações
Período de Transição (1940-1965)	É caracterizado por uma experimentação agressiva, através do emprego de técnicas inovadoras de projeto e construção. A eficiência do método de compactação do enrocamento ficou definitivamente comprovada neste período. O conceito de Barragem de Enrocamento mudou: até 1960 eram definidas como “Barragens compostas de blocos de rocha lançados ou compactados em camadas”. Após 1965 a definição transformou-se em: “Barragens compostas de blocos de rocha compactados em camadas de no máximo 2,0 metros de espessura”.
Período Atual (1965 - atual)	No período recente, de 1965 até a presente data, vem crescendo o número de barragens de enrocamento de grandes alturas, situadas em locais de difícil acesso. Os projetos tornaram-se mais refinados, mesmo guardando certa padronização.

As barragens de enrocamento podem ser divididas em dois tipos mais usuais, que se diferenciam pelos modos de impermeabilização, sendo elas a barragem de enrocamento com núcleo de argila e a barragem de enrocamento com face de concreto.

2.2 BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO DE ARGILA

As barragens de enrocamento com núcleo de argila se caracterizam por utilizar a argila como material de vedação e o enrocamento com a função de estabilidade do corpo do barramento como um todo (Figura 2.1).

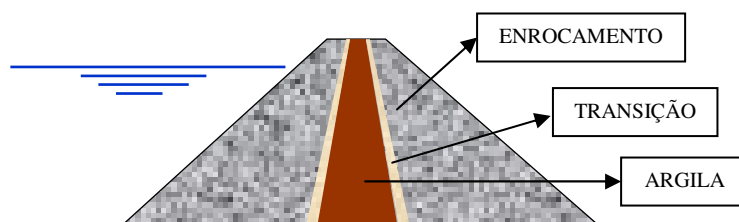


Figura 2.1 – Barragem de enrocamento com núcleo de argila (Pacheco, 2005)

O núcleo impermeável de material argiloso compactado pode ser vertical ou inclinado, e deve ter características de baixa permeabilidade, a fim de garantir valores mínimos de percolação. Vale lembrar que existem barragens de enrocamento que, ao invés de utilizar a argila como material impermeável, vem utilizando o concreto asfáltico, em substituição.

Barragens deste tipo são construídas em locais onde as escavações fornecem grandes volumes de rocha e apresentam áreas de empréstimo de solo com volume suficiente para a construção de um núcleo impermeável, geralmente delgado.

A primeira barragem de enrocamento com núcleo inclinado construída no mundo foi a barragem de Nantahala, na Carolina do Norte, Estados Unidos, concluída em 1941. No Brasil a barragem Eng Francisco Saboya, de seção semelhante à Nantahala, foi concluída em 1958, sendo portanto a primeira barragem deste tipo construída no Brasil e uma das primeiras do mundo.

Outras barragens de grande importância, com núcleo central impermeável, são: UHE Serra da Mesa, parte integrante do aproveitamento Hidrelétrico de São Félix, no Rio Tocantins, GO, as UHE Salto Santiago e UHE Salto Osório, no rio Iguaçu – PR e UHE Irapé, rio Jaquitinhonha, MG.

2.3 BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO (BEFC)

Caracterizada por um aterro constituído exclusivamente de enrocamento, onde o elemento impermeável é o concreto e situa-se na superfície do paramento de montante, como mostra a Figura 2.2.

Alguns projetistas também têm utilizado outro tipo de seção típica, as quais apresentam como material vedante o aço, material sintético, madeira ou betume.

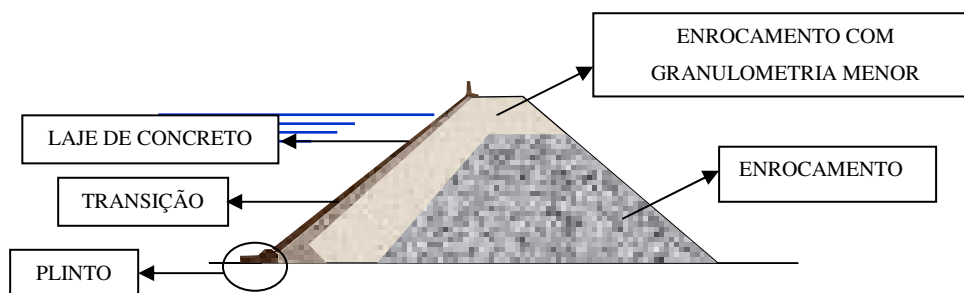


Figura 2.2 – Barragem de enrocamento com face de concreto (Pacheco, 2005)

O projeto de uma barragem de enrocamento com face de concreto é empírico. Segundo Cooke (2000), apesar de empírico, existem várias características inerentes a segurança deste tipo de barragem que tornam o projeto aceitável, tais como: todas as zonas do aterro de enrocamento ficam a jusante do nível do reservatório; a água sobre a face de concreto penetra na fundação a montante do eixo da barragem; subpressão e poro pressão não estão envolvidas; o enrocamento apresenta alta resistência ao cisalhamento e alta resistência sísmica e o zoneamento dos enrocamentos é estável contra fluxo direto.

Na maioria das vezes o projeto básico de uma BEFC é bastante similar entre barragens deste tipo, onde os três elementos principais são: o plinto, o zoneamento da seção e a face de concreto.

A seguir é apresentado um pequeno resumo de cada um destes elementos. Watzko (2007) descreve com detalhes o método construtivo de cada um deles em sua dissertação.

- O plinto é o cut-off em material não erodível, e tem a função de promover a conexão em baixo d'água entre a laje de concreto e a fundação, ele desenvolve-se em toda a borda inferior da face de concreto. Quando colocado sobre uma rocha não erodível, gera um tratamento da fundação bastante favorável. Em rochas com possibilidade de feições erodíveis uma atenção geotécnica tem que ser dada às injeções para vedação e para os filtros a jusante do plinto.
- O enrocamento é o elemento estrutural. Ele é zoneado para quando ocorrer o enchimento do reservatório ocorra o mínimo de deformação, e para promover um aterro seguro contra fluxo direto proveniente das infiltrações da laje de concreto. O zoneamento de enrocamento tem a função de suportar qualquer infiltração que possa ocorrer, já que a ausência de zonas internas impermeáveis elimina o empuxo d'água dentro do corpo da barragem, e como resultado, a água que percola pela fundação ou pelas juntas de vedação

danificadas e pela face de concreto tem uma menor influência na estabilidade. O zoneamento interno é geralmente composto de uma face impermeável de concreto, uma zona de transição semi-impermeável, uma zona com pequenos tamanhos de rocha e uma zona a jusante com grandes blocos de rocha, resultando em um modelo de permeabilidade favorável.

- A face de concreto é a feição impermeável, por isso o concreto utilizado deve apresentar boas características de deformabilidade e impermeabilização. Esta face é composta de várias lajes verticais de aproximadamente 12 a 18m e com espessura constante de 25 ou 30cm para barragens de altura moderada (cerca de 75 a 100m) e utilizado uma espessura incremental para barragens mais altas. Devido a alguns incidentes de trincamento ocorridos no perímetro destas lajes, atualmente tem sido adotadas as seguintes espessuras: $0,3 + 0.002H$ ($H < 100$) e $0,3 + 0.005H$ ($H > 100$), onde H é a altura da barragem em metros. (Basso, 2007).

O procedimento para execução das fundações deste tipo de barragem tem o princípio básico na maioria das vezes similar, mas pode diferir consideravelmente de sítio para sítio, devido as condições da geologia e topografia. E como as melhores regiões para construção de barragens já foram exploradas, há uma tendência crescente de ter que se construir barragens em sítios com uma geologia mais complexa. Entre as condições que são basicamente condicionadas pela geologia da região para estas barragens estão: o enrocamento do aterro e as características da fundação.

O primeiro afeta mais características como: deformabilidade do aterro, estabilidade do talude e problemas associados a desintegração da rocha. Na prática o enrocamento usado na construção dos aterros deve ser oriundo de uma rocha competente, não propensa a desintegrar quando exposta a condições externas (intemperismo), contudo vem observando-se o uso de rochas menos competentes, isto é com menor resistência e com maior probabilidade de sofrer alterações. O efeito de resistência da rocha na deformabilidade ainda não está totalmente entendido, já que este fator está vinculado a outros efeitos simultâneos como: graduação do enrocamento, compactação e formato do vale. Pinto e Marques Filho (1985) ressaltam que estes fatores podem ser ainda mais relevantes que a própria resistência da rocha no comportamento. Outro fator importante está ligado ao uso de rochas que se desintegram quando expostos as

condições climáticas, como basaltos com minerais expansivos e rochas sedimentares argilosas como siltitos e folhelhos.

Estudos realizados no Brasil indicam que a desintegração destas rochas está geralmente limitada aos primeiros um e dois metros adjacentes ao talude exposto. Este comportamento está mais ligado as condições mais estáveis e mais secas encontrados no interior do aterro, mas também pelo estado denso (bem compactado) do enrocamento. Fato observado em estudos em protótipo, como exemplo no da Barragem de Jupia, citado por Marques e Machado (2000).

Em relação a fundação das barragens de enrocamento a prática normal é depositar todo o enrocamento do aterro sobre a superfície da rocha sã ou alterada, nivelada através da remoção de bolsões de solo quando existentes; de descontinuidades da rocha ou de rochas mais sobressalentes até uma altura razoável. No entanto, do lado mais a montante do aterro, que inclui as transições, filtros e parte do enrocamento compactado em camadas mais finas, uma fundação com melhores características de resistência e alterabilidade é geralmente necessária.

Segundo Marques e Machado (2000) a fundação para esta região pode consistir em qualquer tipo de material com menor deformabilidade que o enrocamento, e não apresentar zonas de fraqueza que possam causar problemas de escorregamento.

No entanto, uma prática normal é remover os materiais mais soltos e fofos, como aluvião e rochas decompostas, que estão perto do plinto e nas zonas de transição, já que maiores deformações nestas regiões podem afetar a laje de concreto.

Em 1980 o Brasil alcançou o recorde mundial em altura de barragem com face de concreto (160m), após a conclusão da UHE Bento Munhoz da Rocha Netto, anteriormente denominada Foz do Areia (COPEL), no Rio Iguaçu, PR. Atualmente já existem construídas várias barragens com mais de 180 m de altura, entre elas a de Campos Novo com 196m, no Rio Canoas, SC, e a de Barra Grande com 189m no rio Pelotas, SC/RS.

As principais características das barragens de enrocamento com face de concreto no Brasil são apresentadas na Tabela 2.2:

Tabela 2.2 – Principais características das barragens de enrocamento com face de concreto construídas no Brasil.

Características	BARRAGEM								
	Foz do Areia	Segredo	Xingo	Itá	Machadinho	Itapebi	Quebra Queixo	Campos Novos	Barra Grande
Altura (m)	160	145	140	125	125	121	75	202	185
Ano de conclusão	1980	1993	1994	1999	2001	2003	2003	2006	2005
Litologia	Basalto	Basalto	Granito	Basalto	Basalto	Granito / Gnaiss	Basalto	Basalto	Basalto
Espessura da camada	0,80	0,80	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80/ 1,60	1,00/ 1,60	1,00/ 1,60
Enrocamento principal	Montante do eixo	1/3 à mont.	1/2,5 à mont.	1/3 à mont.	1/3 à mont.	1/3 à mont.	1/3 à mont.	1/3 à mont.	1/3 à mont.
Molhagem	250 l/m ³	250 l/m ³	150 l/m ³	100 l/m ³	100 l/m ³	200 l/m ³	200 l/m ³	200 l/m ³	200 l/m ³
Talude de montante	1:1,4	1:1,3	1:1,4	1:1,3	1:1,3	1:1,25	1:1,25	1:1,3	1:1,3
Talude de jusante	1:1,4	1:1,4	1:1,3	1:1,3	1:1,3	1:1,3	1:1,2/1,1	1:1,2	1:1,2
Espessura da laje	$e=0,3+0,003H^1$	$e=0,3+0,0035H^1$	$e=0,3+0,003H^1$	$e=0,3+0,002H^1$	$e=0,3+0,002H^1$	$e=0,3+0,002H^1$	$e=0,3+0,002H^1$	$e=0,3+0,002H^1$ para $H < 100m$ $e=0,005 * H$ para $H > 100m$	$e=0,3+0,0020H^1$ para $H < 100m$ $e=0,005 * H$ para $H > 100m$
Armadura (%)	V: 0,4 / H: 0,4	V: 0,4 / H: 0,3	V: 0,4 / H: 0,4	V: 0,4 / H: 0,3	V: 0,35 / H: 0,35	V: 0,4 / H: 0,3	V: 0,4 / H: 0,3	V: 0,4 / H: 0,3	V: 0,4 / H: 0,3
Compactação	4 passadas / rolo vibratório 10 t	6 passadas / rolo vibratório 10 t	4 passadas / rolo vibratório 9 t	4 passadas / rolo vibratório 9 t	4 passadas / rolo vibratório 9 t	4 passadas / rolo vibratório 9 t	4 passadas / rolo vibratório 9 t	6 passadas / rolo vibratório 12 t	6 passadas / rolo vibratório 12 t
Peso específico da rocha (kN/m ³)	28,1	28,9	27,5	28,5	27,6	26,2	26,0	27,0	28,0
Densidade (kN/m ³)	21,2	21,0	21,2	21,5	21,0	21,0	21,2	21,4	21,2
Índice de vazios	0,33	0,37	0,29		0,31	0,25	0,32	0,33	0,31
Módulo de elasticidade (MPa)	47	60	32	30 a 60	20 a 45	40	-	-	-

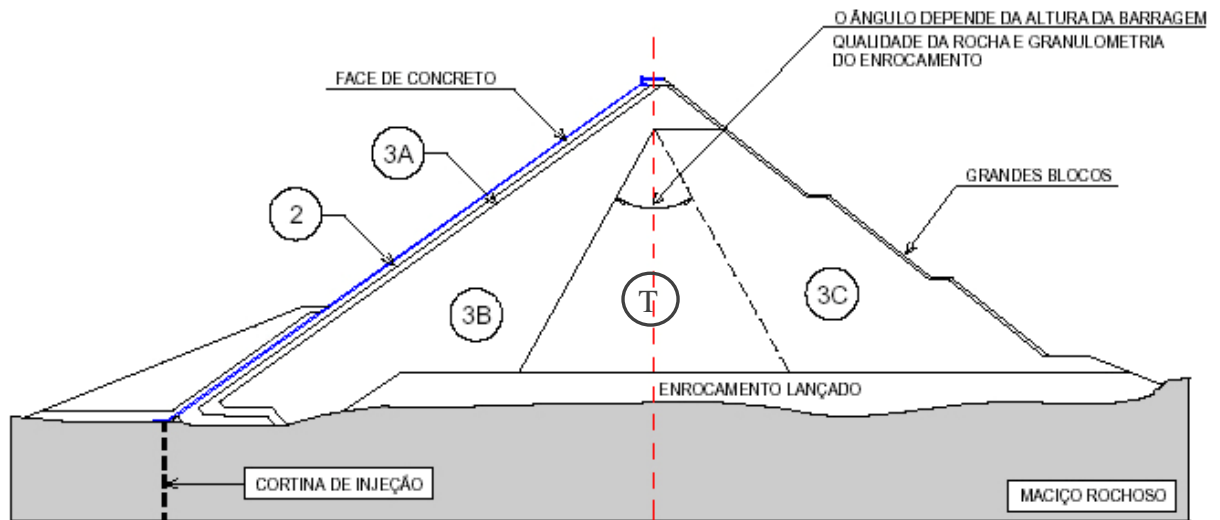
1- H^1 =altura da coluna d'água

Fontes:

Fernandes, 2007

Watzko, 2007

O lançamento do enrocamento é executado em camadas cujo zoneamento, espessura e granulometria são determinadas em documentos técnicos de projeto. No geral a distribuição básica de zoneamento está apresentada na Figura 2.3.



Zona	Descrição	Zona	Descrição
2	Transição de rocha processada	3B	Enrocamento em camadas de 0,80 a 1,0 m
3A	Enrocamento fino selecionado	3C	Enrocamento em camadas de 1,5 a 2,0 m
T	Transição entre 3B e 3C		

Figura 2.3 - Zoneamento típico de uma barragem de enrocamento com face de concreto (Fernandes, 2007)

As principais características deste zoneamento estão descritas abaixo:

- Zona 2 - a zona de suporte da laje da face de concreto tem características particulares e deve ter um material semi-permeável com coeficiente de permeabilidade entre 10^{-3} a 10^{-4} cm/s, não erodível e com elevado módulo de compressibilidade. Normalmente a compactação nesta região é realizada em camadas de 30 cm para cascalhos e 50cm para enrocamento, com 2 a 4 passadas de rolo liso vibratório com ou sem vibração dependendo das condições particulares de cada material.
- Zona 3 – é o corpo principal da barragem composto por materiais graúdos, normalmente é dividido em pelo menos duas zonas: uma de transição (Zona 3A - entre o maciço principal e a Zona 2) e o maciço principal. Na maioria dos casos para permitir um melhor aproveitamento dos materiais a Zona 3 é dividida em mais sub-zonas que basicamente se diferenciam pela granulometria e espessura de camadas aceitáveis. Na Zona 3A é

normalmente utilizado material mais fino e compactado com a mesma espessura da Zona 2, e é nesta região que também concentra-se os materiais de melhor qualidade, pois compõe o corpo principal da barragem cobrindo, normalmente, pelo menos o terço de montante. Já os grandes blocos com certo grau de intemperismo são normalmente localizados mais a jusante.

Em relação a face de concreto da barragem, a mesma pode ser feita em várias etapas, dependendo das condições particulares de cada caso. Normalmente, procede-se fazendo painéis de arranque que estabelece uma base horizontal por painel para o concreto ser deslizado a partir daí. Nas barragens de Itá e Machadinho, foram executadas aproximadamente 56 “panos” de laje (Watzko, 2007).

Como para a execução destes panos é necessária a utilização de uma área da praça de trabalho no maciço já construído, a concretagem dos painéis da face de concreto interrompe a subida normal do aterro. No caso de grandes extensões de barragens é possível subdividir a praça de trabalho do lançamento do enrocamento e trabalhar simultaneamente. Em muitos casos isto não é prático, uma das razões pelas quais se evita fazer muitas etapas de concretagem da face (Fernandes, 2007).

Vale salientar que foi no Brasil que surgiu o método Itá, para minimizar os inconvenientes do processo conhecido como “iô-iô”, no qual o talude era compactado transversalmente com um rolo vibratório tracionado a partir do topo de aterro. O método Itá consiste em executar uma mureta de concreto com baixo teor de cimento moldada por extrusão no alinhamento do talude, sob a futura laje da face, propiciando o alinhamento e confinamento necessário para uma perfeita compactação, além de grandes vantagens no momento da execução da face de concreto quanto a colocação das armaduras, vedajuntas e lançamento do concreto. Esta tecnologia tem sido especificada em diversos projetos no Brasil e no exterior.



Figura 2.4 - Compactação em talude com rolo compactador tracionado (UHE Foz do Areia) - Método “iô-iô” - Fernandes (2007)



Figura 2.5 - Execução da mureta de concreto extrudado - Método Itá (UHE Machadinho)

2.4 ATRATIVOS EM RELAÇÃO A CONSTRUÇÃO DE BARRAGENS DE ENROCAMENTO

As barragens de enrocamento têm várias vantagens construtivas e, usualmente, são consideradas por ser, até certo ponto, mais confiáveis no que diz respeito a cronograma e custos, comparadas com outros tipos de barragens.

A concentração de barragens de enrocamento com face de concreto nos últimos anos pode ser atribuída a combinação de diversos fatores que resultam em melhores custos se comparados a outros tipos de barragem. Segundo Cooke (2000) estas barragens tornam-se na maioria das vezes extremamente viáveis nas seguintes condições:

- sítios da barragem com rocha não erodível com condições para selar a face de concreto com a fundação via um plinto de concreto;
- economia favorecendo a redução do trabalho, devido a maximização de máquinas na execução das atividades de trabalho;
- na maioria das vezes, a falta de material de baixo custo para o núcleo das barragens de enrocamento com núcleo;
- em regiões com alta incidência de chuvas, barragens de núcleo se comparadas às de enrocamento com face de concreto, impõe um cronograma apertado, e conseqüentes penalidades nos custos da construção;
- o advento da tecnologia da construção na qual através do uso do enrocamento compactado, assegurou um comportamento confiável em termos de segurança e vazamento.

Outro fator favorável está relacionado as condições e tratamentos das fundações deste tipo de barragem já que não apresentam muitas restrições e a execução é mais direta, principalmente quando comparadas a barragem de gravidade e arco, segundo Marques e Machado (2000).

2.5 INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO

A instrumentação de barragens assume diferentes características e finalidades dependendo da etapa da obra que se deseja analisar. É usual dividir em três fases os estudos do comportamento de uma barragem: período de construção, enchimento do reservatório e período de operação.

Os principais objetivos da instrumentação em barragens é a verificação das hipóteses, critérios e parâmetros adotados em projeto, verificação da adequação dos métodos construtivos e verificação das condições de segurança.

Como o conhecimento das propriedades geotécnicas dos enrocamentos ainda está deficitário, já que a simulação em laboratório das solicitações de campo em corpos de prova de grandes dimensões é extremamente difícil de ser realizada, a adoção de outros meios de investigação como o monitoramento (instrumentação) tem sido muito utilizado.

Por isso, Cooke (1984) enfatiza que os projetos de barragens de enrocamento devem ser fundamentados em experiências anteriores e na observação de obras já construídas e em operação. Isto significa que um dos tópicos mais importantes, no que se refere às barragens de enrocamento, diz respeito à instrumentação adequada das mesmas.

Um projeto de instrumentação em Barragens de Enrocamento com Face de Concreto (BEFC) objetiva em geral a medição das deformações horizontais e verticais do corpo da barragem e da estrutura de vedação (laje). Adicionalmente, são também medidas as vazões de infiltração, a abertura das juntas e as movimentações da superfície (crista e taludes). Medidas de pressão geralmente não são realizadas, já que o maciço normalmente não gera poropressão.

O sistema de auscultação de uma BEFC é geralmente composto pelos seguintes instrumentos:

- Medidor triortogonal de junta – mede os deslocamentos relativos ou absolutos entre dois pontos, os quais são medidos em três direções ortogonais. As medidas obtidas são; os deslocamentos de abertura, recalque e cisalhamento entre a laje e o plinto, isto é, na junta perimetral. O sistema de aquisição de dados pode ter funcionamento elétrico ou mecânico, dependendo da acessibilidade ao instrumento a ser instalado.
- Medidor de junta - mede os deslocamentos relativos ou absolutos entre dois pontos, no caso da laje, mede abertura ou fechamento entre os painéis da laje. O sistema de aquisição de dados pode ter funcionamento elétrico ou mecânico, dependendo da acessibilidade ao instrumento a ser instalado.
- Extensômetro múltiplo de haste - mede os deslocamentos horizontais no corpo da barragem, através de hastes metálicas fixadas no extremo interior da barragem e livre para movimentação no extremo localizado na cabine de medição, onde é realizada a leitura.
- Célula de recalque (caixa sueca) – tem seu funcionamento baseado no princípio dos vasos comunicantes. Mede os deslocamentos verticais através de mangueiras que estão conectadas na caixa sueca instalada no interior da barragem até a cabine de leitura no talude de jusante.

- Medidor magnético de recalque - mede os deslocamentos verticais através de um conjunto de placas metálicas sobrepostas na vertical e conectadas por um tubo de referência. Assim como as caixas suecas este instrumento mede o recalque ocorrido dentro da Barragem durante e após a construção do aterro, a maior diferença destes dois instrumentos está mais ligada a espessura da camada medida, enquanto nos medidores magnéticos a camada fica em torno de 6m, nas caixas suecas a camada fica em torno de 20,00 a 30,00m.
- Marco de assentamento superficial – mede os deslocamentos verticais e horizontais de várias regiões da barragem como: os taludes, a crista e as cabines de leitura. São instalados nas superfícies a serem observadas e as leituras são realizadas por topografia.
- Eletrônível ou Inclinômetros – mede a inflexão da laje de concreto, através de sensores instalados na mesma. Cada sensor instalado possui internamente três ligações que, através da resistividade, determina a inclinação entre a posição inicial e de um tempo posterior qualquer.
- Medidor de vazão - controla as infiltrações gerais oriundas do interior do maciço da barragem, que podem ser provenientes da fundação, junta entre lajes de vedação, ombreiras, águas de chuva, e até mesmo de trincas e/ou fissuras na laje. A vazão é medida a jusante do barramento, normalmente por medidores de formato retangular ou triangular.
- Cabine de leitura ou central de leitura – nestas cabines são realizadas as leituras das caixas suecas, extensômetros múltiplo de haste e etc.

A Figura 2.6 apresenta uma seção instrumentada de BEFC, com os principais instrumentos utilizados para fazer o monitoramento.

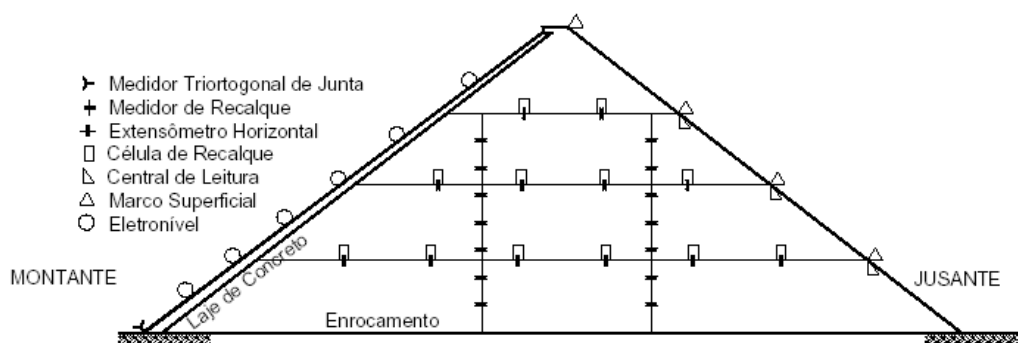


Figura 2.6 – Esquema de uma seção instrumentada de BEFC (Oliveira e Sayão, 2004)

Nas Barragens de Enrocamento com Núcleo de Argila são também utilizados medidores de deslocamento, tanto no núcleo quanto nas abas de enrocamento, como indicado na Figura 2.7. Neste tipo de barragem, é altamente recomendável a instalação de medidores de poropressão (piezômetros) em pontos do núcleo e da fundação. Além destes, são ainda consideradas as células de tensão total e os medidores de vazão (Oliveira e Sayão, 2004).

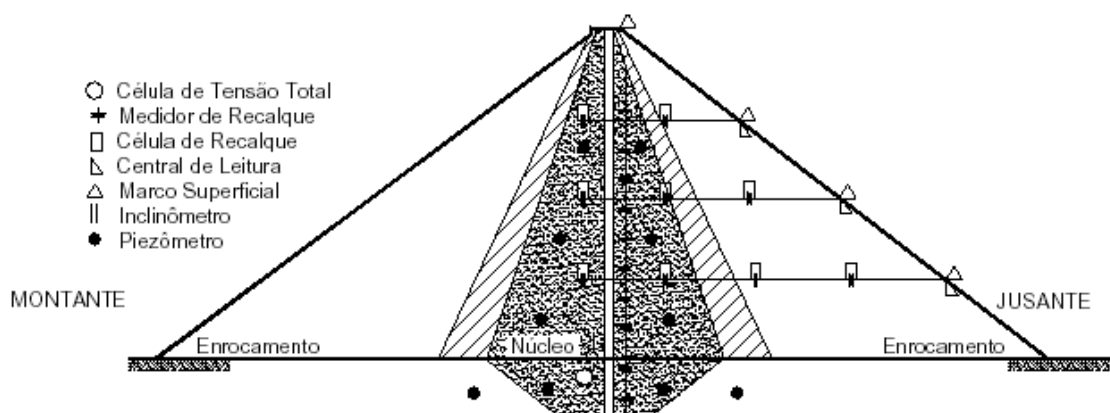


Figura 2.7 – Esquema de uma seção instrumentada com núcleo de argila (Oliveira e Sayão, 2004)

CAPÍTULO 3. COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS ENROCAMENTOS

3.1 O ENROCAMENTO

O enrocamento é constituído principalmente por elementos rochosos de dimensões apreciáveis, e é obtido através de processamento, isto é, por desmonte de maciços rochosos por uso de explosivos ou ripagem.

Sua principal característica é que quando submetidos a uma variação de tensão, sofre transformações estruturais devido ao deslocamento, rotação e quebra das partículas.

Atualmente a dimensão e a forma das partículas utilizadas no enrocamento estão diretamente ligadas a disponibilidade de material e a finalidade da obra. Segundo Maia (2001) tradicionalmente o enrocamento é definido com um diâmetro variável entre 2 a 200cm, podendo apresentar pequena percentagem de finos (material passante na peneira 4,76mm).

A limitação em relação a percentagem de finos neste material, está vinculada ao desenvolvimento de pressão neutra nos poros do enrocamento. Neves (1993) considera que a percentagem de finos (dimensão não inferior a 0,074mm) não deve exceder a 10% e a dimensão máxima pode atingir valores de até 2000mm, embora frequentemente utilize-se até 1000mm. O coeficiente de permeabilidade deve ser superior a 10^{-5} cm/s.

Quando se pensa na dimensão máxima dos enrocamentos a mesma está principalmente atrelada ao tipo de equipamento de compactação e a espessura das camadas do material densificado, no qual o diâmetro máximo deve ser da ordem de $\frac{3}{4}$ da espessura da camada compactada, segundo Matherson (1986).

A Figura 3.1 apresenta a faixa granulométrica a qual devem estar enquadradas as granulometrias chamadas de “enrocamento”.

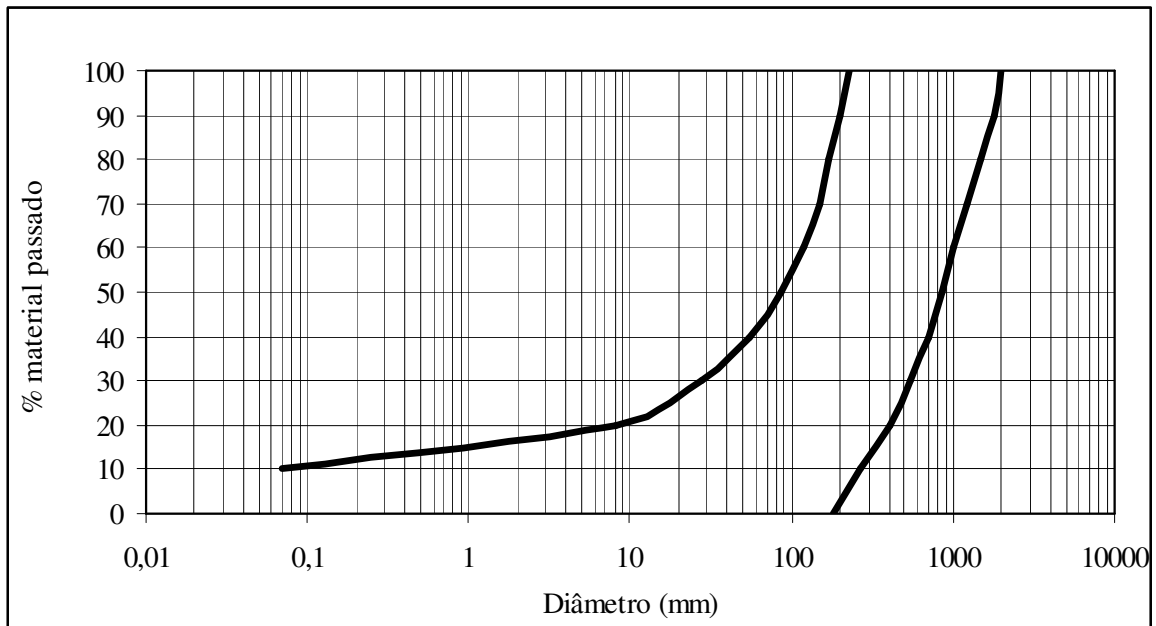


Figura 3.1 – Faixa granulométrica dos enrocamentos (Neves, 2002)

3.2 COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DOS ENROCAMENTOS

Desde 1960, Marsal e muitos outros pesquisadores tem estudado a estrutura dos materiais granulares, dimensão e forma dos grãos, número de contatos, quebra de grãos e outros parâmetros, por entenderem a importância da natureza das partículas no comportamento global dos enrocamentos.

Apesar de ter ocorrido nas últimas décadas um grande avanço dos estudos do comportamento mecânico dos enrocamentos, ainda existem limitações de ordem prática na execução de ensaios de grandes dimensões em laboratórios.

Na maioria das vezes este material não pode ser ensaiado na escala natural, e a determinação dos parâmetros geotécnicos destes materiais a partir de ensaios de laboratório, em corpos de prova em escala reduzida, pode gerar erros consideráveis entre os valores calculados e os observados em campo (Marsal, 1976). Por isso as condições das amostras laboratoriais têm que se aproximar, ao máximo, das condições do campo.

No entanto para fazer esta aproximação do laboratório com o campo, é necessário conhecer os fatores que condicionam o comportamento dos enrocamentos.

Dentre os fatores que podem afetar o comportamento dos materiais de enrocamento, e que devem ser levados em conta na preparação das amostras e condução dos ensaios laboratoriais, estão:

- estrutura do meio granular, isto é, o estado do conjunto das partículas, como distribuição granulométrica, estado de compacidade do material, teor de água e quantidade de finos;
- tipo das partículas, isto é, suas características em relação a resistência ao fraturamento, forma, litologia, dimensão e atrito entre partículas;
- estado de tensões, considerado um dos mais importantes fatores na avaliação do comportamento mecânico, já que durante o processo de modificação do estado de tensão dos enrocamentos, a deformação do material origina dois efeitos distintos das partículas e na estrutura granular, que é a quebra das partículas e o rearranjo das mesmas.

Nos itens seguintes estão apresentados com mais detalhes os fatores de maior relevância.

3.2.1 Estrutura do meio granular

O enrocamento como meio granular apresenta várias características influenciadoras no seu comportamento global, sendo as principais relacionadas ao estado de compacidade, a distribuição granulométrica (porcentagem de finos) e a adição de água.

Por isso, Veiga Pinto (1983) cita que, para um corpo de prova ter uma boa representatividade das condições de campo, tem que possuir semelhança na granulometria, no estado de compacidade e na forma das partículas.

3.2.1.1 Estado de compacidade

O estado de compacidade tem uma elevada influência nas características mecânicas dos materiais de enrocamento, e depende da granulometria, tanto em termos de tamanho dos grãos quanto de graduação.

Enrocamentos bem graduados possuem menor índice de vazios do que aqueles com granulometria uniforme, quando compactados com mesma energia. Conseqüentemente são mais resistentes e menos deformáveis que os uniformes, para uma mesma resistência de partícula.

Segundo Dias (2001), o índice de vazios inicial de uma amostra de enrocamento tem significativa influencia na envoltória de Mohr-Colomb. Para materiais granulares inicialmente densos, a envoltória apresenta uma curvatura pronunciada, indicando uma queda no valor do ângulo de atrito com o aumento das tensões, enquanto que envoltórias de ruptura para amostras inicialmente fofas permanecem razoavelmente retas. Entretanto, sob tensões de confinamento muito elevadas, as envoltórias tendem a unir-se e continuam como uma linha reta cuja projeção passa pela origem. Este fenômeno assemelha-se à resistência de descontinuidade em rocha, estudado por Barton & Choubey (1978), apud Dias (2001), que atribui essa curvatura inicial, a baixas tensões, ao efeito da dilatação.

A avaliação do estado de compactação dos enrocamentos pode ser obtida através da massa específica aparente, da densidade relativa, do índice de vazios ou da porosidade.

O índice de vazios, quando dado isolado, fornece pouca informação sobre o comportamento, já que o material pode estar fofo ou compactado. É necessário analisar o índice de vazios do material comparando aos índices máximos e mínimos que ele pode alcançar.

Atualmente o parâmetro mais utilizado para apresentar o grau de compactação de enrocamentos é a densidade relativa D_r .

Ela é definida em termos de número de vazios e_L e e_d correspondentes ao estado mais fofo e mais denso obtidos em laboratório.

A densidade relativa também pode ser calculada através dos pesos específicos máximos ($\gamma_{d\max}$) e mínimos ($\gamma_{d\min}$) do enrocamento e pelo peso específico do corpo de provas de enrocamento (γ_d), através da expressão de Lambe e Whitman (1969), apresentado na equação 3.1:

$$D_r = \frac{\gamma_{d\max}}{\gamma_d} \times \frac{\gamma_d - \gamma_{d\min}}{\gamma_{d\max} - \gamma_{d\min}} \times 100\% \quad (3.1)$$

Maia (2001) observou que através de resultados de ensaios de compressão triaxial, em enrocamentos com a mesma densidade relativa, a granulometria mostra grande influência na resistência dos materiais. No entanto para um mesmo índice de vazios inicial, a influência da granulometria pode ser desprezível. 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.

De maneira geral, vários autores tem observado que a resistência ao cisalhamento aumenta com a densidade relativa somente para tensões de confinamento baixas ou médias, enquanto para tensões elevadas sua influência é pequena.

3.2.1.2 Distribuição granulométrica

A distribuição granulométrica apresenta grande influência sobre o fraturamento das partículas. Quando a amostra é bem graduada, as partículas estão encaixadas e as tensões de contato são normalmente baixas. Se a granulometria é uniforme, as forças de contato devem transmitir-se sob menor número de contatos e, conseqüentemente, com magnitude mais elevada. Isto dá origem ao maior grau de fraturamento.

Becker e Chan (1972) consideram que enrocamentos bem graduados com a mesma densidade relativa inicial e mesmo diâmetro d_{100} , tenham uma maior resistência ao cisalhamento do que os de graduação uniforme nas mesmas condições. O mesmo fato ocorre em relação ao fraturamento dos enrocamento bem graduados, que tem um índice de fraturamento menor do que os de graduação uniforme.

Em ensaios de compressão triaxial, alguns pesquisadores como Leslie (1969) e Donaghe e Cohen (1978), observaram também que a resistência ao cisalhamento de enrocamentos é mais influenciada pelo coeficiente de uniformidade (C_u) do que pela própria dimensão das partículas.

A inclusão de materiais finos também é um fator de grande peso na distribuição granulométrica, já que provoca uma mudança de comportamento. Além disso, é uma tendência bastante acentuada na construção de barragens de enrocamento hoje em dia. Veiga Pinto (1979) considera que a inclusão de finos, como areias e siltes, podem reduzir o fraturamento das partículas nos enrocamentos. Contudo deve sempre se levar em consideração o tipo e da quantidade de finos a serem inseridas no material.

Em relação a modelação da granulometria, utilizar curvas granulométricas paralelas ao protótipo é a maneira mais utilizada. Estas curvas podem ser estipuladas por dois métodos: o primeiro a partícula do protótipo e da amostra laboratorial diferem de uma quantidade ΔD , igual à diferença

entre o diâmetro máximo das partículas do protótipo ($D_{máx}^d$) e o das partículas da amostra, ($D_{máx}$), já a segunda maneira consiste em eliminar as frações de solo do protótipo superiores ao diâmetro máximo das partículas do protótipo ($D_{máx}^d$), e substituí-las por partículas correspondentes a igual peso de material dessa fração.

Segundo Veiga Pinto (1983) o primeiro caso é mais correntemente utilizado, pois se a forma das partículas da amostra e do protótipo forem iguais, os volumes específicos, para uma mesma energia de compactação, serão os mesmos na amostra real e na modelada. O segundo caso apresenta uma amostra mais uniforme, os volumes específicos têm uma tendência de serem superiores aos de campo. Estes procedimentos devem ser sempre bem analisados, pois cada um tem suas particularidades, e podem gerar mudanças radicais no comportamento da amostra.

3.2.1.3 Efeito de escala

Um dos principais pontos nos ensaios de grandes dimensões é a representatividade das amostras ensaiadas com o comportamento que realmente ocorre em campo.

Procurando obter sempre uma boa correlação, algumas literaturas conceituadas vem sendo seguidas neste tipo de pesquisa, como a relação entre a dimensão mínima da amostra (D) e a dimensão máxima das partículas ($D_{máx}$).

Holtz e Gibbs (1956) citam que quando as amostras são suficientemente grandes em relação à dimensão máxima das partículas não há qualquer influência na resistência de corte dos enrocamentos. Porém, se a relação entre o diâmetro da amostra (D) e o diâmetro máximo das partículas ($d_{máx}$) é baixa, isto é, com valores menores que 5 e existe uma elevada proporção de partículas de elevada dimensão, há um aumento da resistência ao corte devido a interferência das partículas maiores (Veiga Pinto, 1983).

Por isso a granulometria do corpo de prova laboratorial deve ser tal que a proporção das partículas de máxima dimensão sejam inferiores a 30% e a relação $D/d_{máx}$ seja maior que 6.

Pernam (1971) descreve que os valores de 4 a 6 em amostras bem graduadas e uniformes, devem ser tomados como valores limites mínimos.

Com base em resultados de ensaios de compressão unidimensional utilizando amostras de diferentes coeficientes de uniformidade (C_u), é possível se obter uma elevada aproximação (erro inferior a 5%) para as características de tensão x deformação de materiais de enrocamento quando o máximo diâmetro das partículas do material de laboratório ($D_{máx}$) for pelo menos igual a 1/10 da maior medida do material do campo (Pakhomov, 1980 *apud* Pinto, 1983).

3.2.1.4 Adição de água

A adição de água em enrocamentos inicialmente seco causa na maioria das vezes uma deformação significativa, na qual a magnitude das deformações aumenta com o nível de tensão, sendo este comportamento chamado de colapso.

O colapso tem sido observado por vários autores (Baumann, 1960; Sowers et al., 1965; Kjaernsli e Tornblaa, 1966; Marsal e Ramírez, 1967; Marsal, 1972 *apud* Maia 2001) e em diversos maciços de enrocamento. Sowers (1965) *apud* Dias (2001) apresenta um estudo sobre 14 barragens de enrocamento, no qual ele concluiu que um dos fatores mais influentes para os recalques pós-construtivos foi o encharcamento do material do aterro durante a compactação.

Em resumo estes autores observaram durante seus estudos que:

- Amostras secas inicialmente, sofrem considerável recalque, quando saturadas pela primeira vez;
- Amostras compactadas com água não sofrem recalques quando saturadas;
- Amostras saturadas sofrem recalques maiores que as amostras secas.

Tombs (1969) *apud* Signer (1973) recomenda uma umidade mínima de 5% para evitar o colapso com a saturação.

Este fenômeno “colapso” é, geralmente, explicado pelo fato da molhagem conduzir ao enfraquecimento dos contatos entre partículas, de forma que as pontas e as arestas dos grãos quebram havendo rearranjo de grãos, acompanhado de recalques.

A saturação também afeta a resistência da rocha matriz, provocando sua redução. Valores típicos obtidos para a relação de resistência seca e saturada são: 1,40 para o granito e 2,12 para o argilito, (Signer, 1973)

Em relação a resistência ao cisalhamento, a molhagem gera uma leve redução pela diminuição da resistência das pontas dos blocos, notadamente para baixas tensões confinantes, segundo Dias (2001), embora este efeito seja mais evidente em alguns tipos de materiais.

Signer (1973) também executou ensaios secos e saturados e concluiu que o efeito da saturação ocasiona a queda da resistência dos cisalhamento, aumento das deformações axiais de ruptura, e aumento das deformações volumétricas de ruptura, observadas durante a execução dos ensaios, pela tendência de variação da pressão confinante.

Por isso, a compactação dos materiais de enrocamentos com adição de água é uma prática bastante recomendada para evitar excessos de deformação por colapso, ou seja, uma deformação excessiva do material quando este, submetido a uma tensão constante, entra em contato com água. No entanto a decisão de compactar o material com molhagem ou não, também deve levar em consideração as características mineralógicas e o grau de intemperismo da rocha. Existem rochas com baixo nível de absorção de água, o que não justifica o custo da molhagem, ainda existem rochas com minerais da rede cristalina tridimensional (quartzo, feldspato), na qual a adição de água é antilubrificante, o que também não justifica a molhagem (Dias, 2001).

No laboratório, a molhagem e/ou saturação também tem influencia nos resultados. Donaghe e Cohen (1978) indicaram aumento na ordem de 30% na compressibilidade para tensão vertical de 5,0MPa, quando os corpos de prova foram moldados após as partículas terem sido imersas em água por 24h.

3.2.2 Tipo dos elementos rochosos

A natureza do enrocamento é um fator de fundamental importância para o entendimento do mesmo, já que as principais características das partículas do enrocamento como: resistência ao fraturamento, forma, atrito entre partículas, tipo mineralógico e estado de alteração da rocha interferem diretamente no imbricamento.

Abaixo são apresentadas algumas destas características.

3.2.2.1 Resistência ao esmagamento

A resistência ao esmagamento, também conhecida como resistência ao fraturamento, é uma das características de maior influência no comportamento mecânico dos enrocamentos.

Este fenômeno de fragmentação dos grãos é observado quando os enrocamentos são tensionados. É um dos mais notáveis fenômenos, pois a quebra das partículas muda a distribuição do tamanho dos grãos e afeta apreciavelmente a característica de deformação do material, e também influencia a tensão cisalhante.

Ensaio de compressão triaxial em pedregulhos, amostras de enrocamento e areais, o último sob altas pressões de confinamento, tem resultado que a graduação em um material granular muda durante o processo de carregamento dado pela quebra das partículas. O grau de quebra dos grãos depende principalmente da graduação, da tensão de rompimento dos grãos e do nível de tensões.

Como é muito difícil avaliar a quantidade de quebra dos grãos ocorrida pela mudança do estado de tensões, fatores como: forma dos grãos, contato dos grãos e as forças de contato, dão base para o entendimento dos fatores que controlam a quebra das partículas.

Por exemplo, quando se utiliza as forças de contato para a análise da quebra das partículas, conclui-se que abaixo de um certo nível de tensão para qual a média das forças de contato (\bar{P}) é menor que a resistência de quebra das partículas (P_a), nenhuma quebra ocorre e todos os grãos quebrarão quando $\bar{P} = P_a$.

No entanto, a obtenção das forças de contato entre partículas e o número de contatos por partículas são fatores de difícil obtenção. Em laboratório o número de contatos por partículas para um grupo de esferas normais de igual diâmetro é o mesmo para cada partícula, com o resultado de que a magnitude das forças de contato são constantes, e agem em direção que podem ser determinadas pela geometria do recipiente. Já, no campo, as forças de contato não são constantes, as direções variam ao acaso, porque as partículas não são esferas e a distribuição dos grãos é raramente uniforme. Isto ilustra a natureza estatística dos problemas pertencentes ao comportamento dos solos granulares, e a grande dificuldade de previsão do estado de tensões internos da partícula.

Segundo Veiga Pinto (1983) as forças de contato entre partículas só podem ser evidenciadas experimentalmente quando a dimensão das partículas tem um valor certo, digamos acima de uma areia fina, dependendo do nível de tensões instalado, da resistência dos fragmentos de rocha e do volume específico do material. Em estado de elevada compactidade, quando as forças de contato dos grãos são inferiores a resistência de esmagamento, a amostra ao deformar-se exibe uma elevada dilatação de modo a diminuir a interferência entre partículas, atingindo estados mais soltos em que as forças de contato aumentam, devido ao menor número de partículas em uma dada superfície, o que resulta em um eventual acréscimo de fraturação.

As componentes das forças de contato não são uniformes. A magnitude das forças de contato dependem principalmente:

- da dimensão e da forma dos grãos;
- das propriedades mecânicas, as quais variam de partícula para partícula;
- do arranjo dos grãos em volta de um par de partículas m e $m+1$.

A quantificação usual para a determinação do nível de fraturamento em ensaios de grandes dimensões em laboratório é baseada na comparação da granulometria da amostra antes e depois do ensaio de enrocamento. O índice mais utilizado é o índice B_g definido por Marsal (1973) como o grau de fraturamento do material, onde B_g é determinado pelo somatório das diferenças positivas entre as porcentagens de material retido nas peneiras, antes e depois do ensaio geomecânico, como mostra a Figura 3.2.

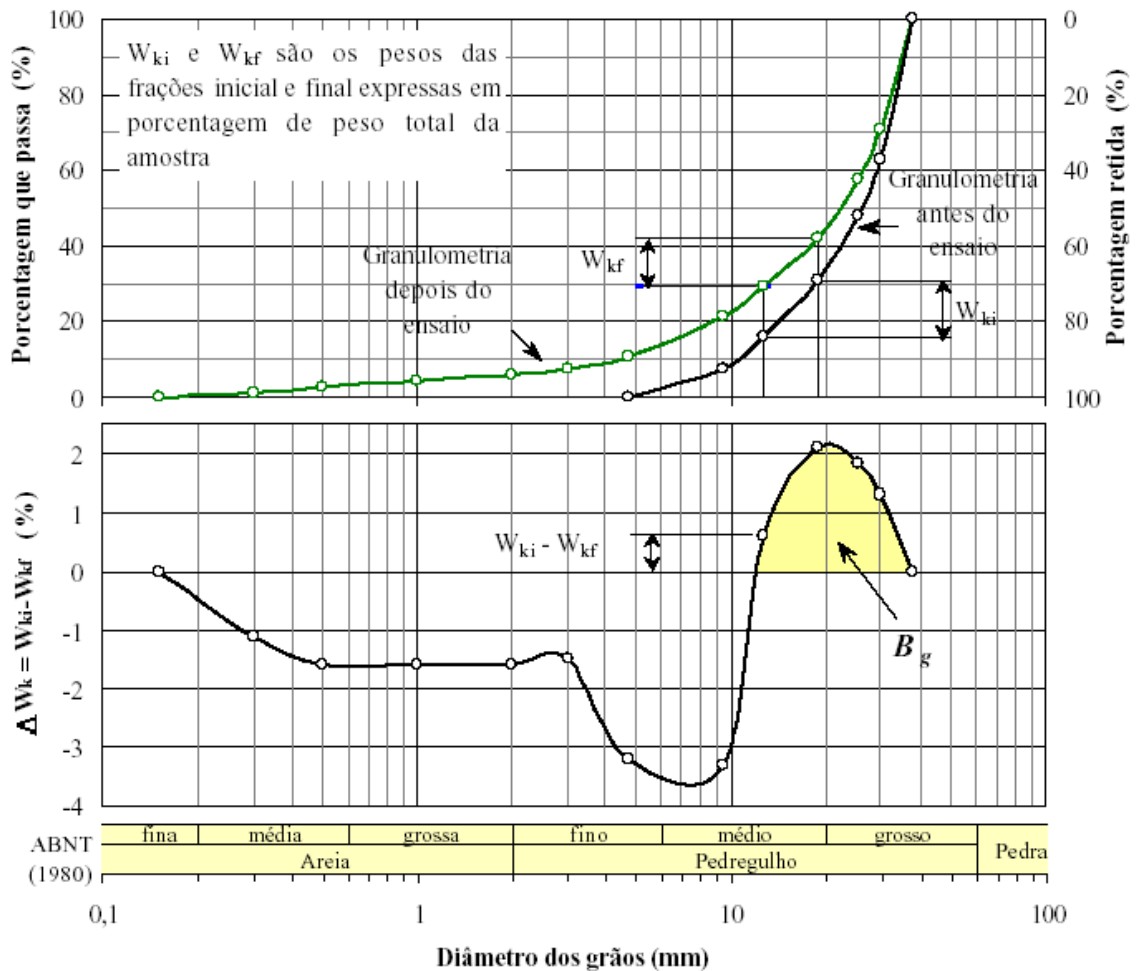


Figura 3.2 – Metodologia de determinação do grau de fraturamento B_g (Maia, 2001)

Ainda em relação ao fraturamento (quebra das partículas), vale salientar que a porcentagem de ruptura das partículas aumenta não linearmente com a tensão de confinamento em ensaios triaxiais.

3.2.2.2 Forma das partículas

Alguns autores, como Fumagalli (1969), tem considerado que não haverá efeito de forma das partículas, ao ensaiar materiais de enrocamento, se os coeficientes de forma dos fragmentos de rocha das amostras laboratoriais e os das partículas do protótipo forem iguais.

Maia (2001) considera que a forma influencia a maneira com que as partículas estão dispostas dentro do enrocamento e, conseqüentemente, no imbricamento, sendo este arranjo diferente conforme ocorra o rearranjo das partículas. Fato exemplificado por Veiga Pinto (1983), já que o

mesmo verificou que em baixos níveis de tensão ocorre um decréscimo da deformabilidade do meio granular em enrocamentos com partículas angulosas, provavelmente devido a redução da mobilidade das partículas e o aumento do imbricamento, que provocam o aumento da resistência de cisalhamento do material. Todavia em níveis de tensões elevados, a angulosidade pode provocar o acréscimo de fraturamento das partículas e, conseqüentemente, um acréscimo da deformabilidade do meio granular. Sob estas condições a angulosidade das partículas tem menor influência no comportamento destes materiais quando comparadas a dureza das mesmas.

Para analisar de maneira rápida a forma das partículas, um dos parâmetros mais comuns utilizados para qualificar os fragmentos de rocha de enrocamento do ponto de vista geométrico, é o coeficiente de forma (C_f).

O coeficiente de forma (C_f) é a relação entre o volume de um dado número de grãos pelo mesmo número de esferas que a circunscvem. Segundo Veiga Pinto (1983) o diâmetro das esferas teóricas tem sido definido pelo diâmetro médio das partículas (Marsal, 1973) ou pelo seu diâmetro máximo (Fumagalli, 1969).

Marsal (1973) determinou o fator forma pela média do volume dos grãos para uma dada fração, dividido pela fração do volume da esfera de diâmetro \bar{d} . Para investigar o arranjo destes valores C_f (coeficiente de forma), o mesmo realizou medições com várias amostras de partículas de vários formatos.

O coeficiente de forma resultou na seguinte expressão:

$$C_f = \frac{\sum_0^n \frac{p}{\gamma_{dg}}}{\sum_0^n \frac{\pi}{6} D^3} \quad (3.2)$$

Onde:

C_f : coeficiente de forma

p : peso de uma dada partícula genérica

γ_{dg} : peso específico aparente dos grãos de uma da partícula genérica

D : dimensão média das partículas

Autores como Veiga Pinto (1983) e Fumagalli (1969) recomendam que este parâmetro de forma em amostras laboratoriais, seja sempre superior a 0,2, já que quando se aumenta a dimensão dos fragmentos de rocha, estes aproximam-se da forma esférica, e com isso o coeficiente de forma

torna-se mais elevado. Portanto ao modelar enrocamentos em uma escala mais reduzida há uma tendência a não haver correspondência no valor de C_f .

3.2.2.3 Mineralogia

Outro fator de grande influência na resistência ao esmagamento dos enrocamentos está ligado à mineralogia da rocha estudada e também a existência de fissuras ou vazios que podem ser afetados pelo intemperismo.

A mineralogia influencia as propriedades dos materiais granulares controlando as propriedades físicas de cada uma das partículas de rocha.

Esta influência é mais representativa no ângulo de atrito e na resistência da quebra das partículas. Leslie (1969) e Becker (1972) apresentam resultados que se verificam para baixas tensões, uma pequena influência da mineralogia no ângulo de atrito. Em resumo, pode-se concluir que a mineralogia influencia as propriedades de resistência dos enrocamentos, já que estes dependem do contato dos grãos, e cada material possui um diferente coeficiente de fricção, que leva a diferentes ângulos de atrito.

3.2.3 Estado de tensões

O estado de tensões é um dos fatores mais importantes na avaliação do comportamento mecânico, já que durante o processo de modificação do estado de tensões dos enrocamentos, a deformação do material origina dois efeitos distintos nas partículas e na estrutura granular.

O primeiro, na fase inicial do carregamento, devido a compressão elástica da partícula de rocha, já que quando a tensão iguala-se a tensão resistente, pode ocorrer a ruptura ou quebra das partículas e eventualmente o fraturamento. Em consequência disso surge 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. Ambos efeitos podem ocorrer simultaneamente.

O que é observado nos ensaios é que, sob alta tensão de confinamento, a compressão dos materiais granulares é acompanhada por uma quantidade substancial de quebra das partículas, enquanto que sob baixas tensões, os deslocamentos intergranulares predominam através de um rearranjo estrutural.

Marachi et al. (1969), apud Basso (2007), ao realizar ensaios triaxiais sob diferentes tensões confinantes e diferentes tamanhos de amostras constatou que as características de resistência e deformação foram afetadas pelas tensões de confinamento utilizadas nos ensaios. As deformações volumétrica e axial na ruptura aumentaram com o acréscimo das tensões confinantes (Figura 3.3).

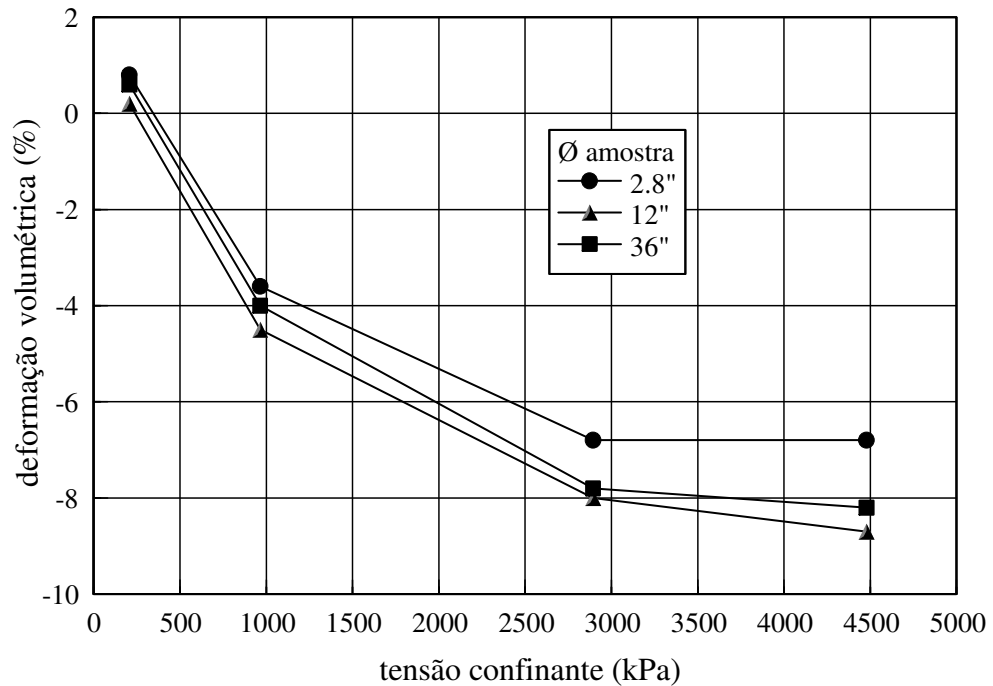


Figura 3.3 - Deformação volumétrica na ruptura para diferentes níveis de tensões em granulometrias distintas de basalto, Marachi et al. (1969) apud Basso (2007)

Leps (1970), apud Maia (2001), realizou uma análise detalhada sobre a influência da tensão de confinamento na resistência ao cisalhamento através de cerca de 100 ensaios triaxiais tipo consolidado-drenado, realizados com 15 variedades diferentes de materiais rochosos, como mostra a Figura 3.4. Nesta figura pode ser observada a redução do ângulo de atrito com o aumento da tensão normal efetiva σ'_n (confinamento).

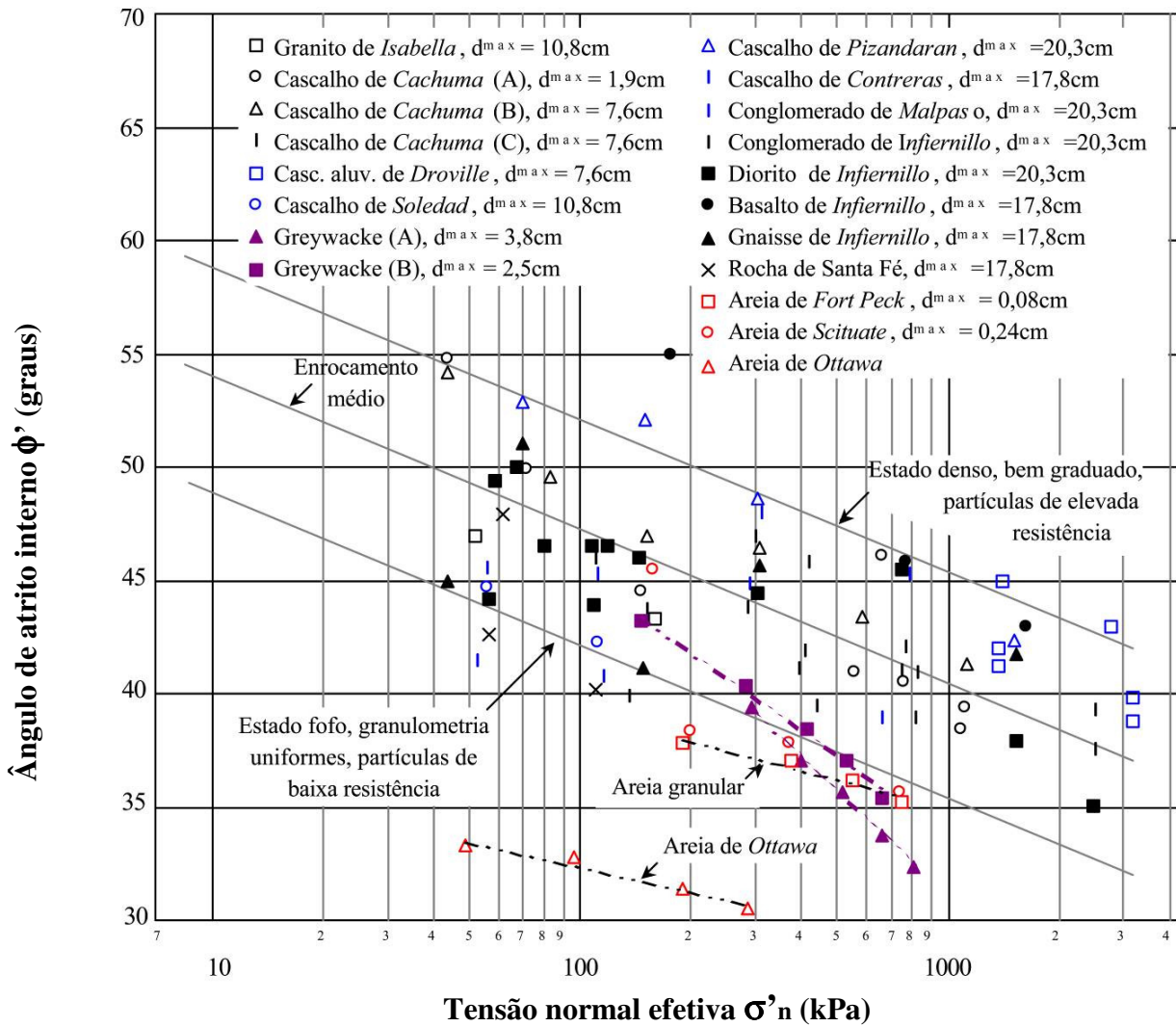


Figura 3.4 - Variação do ângulo de atrito interno com a tensão normal efetiva no plano de ruptura em pedregulhos e enrocamentos (Leps, 1970 e Indraratna et al. 1993, apud Maia, 2001)

A literatura tem indicado que a envoltória de resistência de enrocamentos podem ser expressa por curvas do tipo Mello (1977), representadas pela equação 3.3.

$$\tau = a\sigma_r'^b \tag{3.3}$$

Onde:

τ e σ são as tensões cisalhantes 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 de ensaio.

Este tipo de curva surgiu, porque muitos pesquisadores ao estudar maciços rochosos começaram a notar que o critério de Coulomb, não era suficiente para descrever as propriedades de superfícies irregulares.

CAPÍTULO 4. ENSAIOS DE LABORATÓRIO DE GRANDES DIMENSÕES

Os ensaios de laboratório de grandes dimensões para enrocamentos ou materiais granulares ao longo dos anos passaram a ter uma elevada importância no ramo da construção, já que cada vez mais se necessita construir rápido e com qualidade, obras como barragens, aterros para grandes estradas, ferrovias, entre outras. Com isso, a necessidade de conhecer o comportamento destes materiais torna-se fundamental.

Os equipamentos de grandes dimensões auxiliam em muito nesta ampliação do conhecimento, já que com eles é possível estudar o comportamento geomecânico dos enrocamentos e materiais granulares, com dimensões mais próximas ao campo.

Com este objetivo foram construídos inúmeros equipamentos de laboratório de grandes dimensões, no México, Estados Unidos, Inglaterra e Portugal. Dentre os trabalhos mais completos destaca-se os executados pela *Comision Federal de Eletricidad (CFE)* e o *Instituto de Ingenieria da Unievrside Federal do México (UNAM)*, por Raul Marsal no México. (Pacheco, 2005).

Contudo, ainda existem limitações nos resultados obtidos nestes equipamentos, como é o caso do efeito escala. Várias pesquisas vêm sendo realizadas para averiguar e tentar ajustar os resultados, como as realizadas por Frossard (2006).

Os ensaios mais utilizados para enrocamentos são: compressão unidimensional, triaxial, deformação plana e o cisalhamento direto.

A tabela abaixo reúne os ensaios utilizados para determinação das características dos materiais de enrocamento.

Tabela 4.1 - Ensaios utilizados para determinação das características dos materiais de enrocamento

Tipo	Material	Ensaio	Referencia	
Ensaio físicos e geoquímicos	Rocha	Porosidade	ASTM (1959); ISRM (1981), CEDEX (1992), CEDEX (1994)	
		Absorção		
		Peso Específico		
		Forma das partículas	Bewer (1964). CIRIA (1991), EM (1997b)	
		Velocidade de propagação de ondas	ISMR (1981)	
		10% de finos	BSI (1975)	
		Sanidade a sulfatos	ASTM (1963), CIRIA (1991)	
		Granulometria	ABNT (1988), EM (A997a), CIRIA (1991), EN (1995)	
		Estado de compactidade	Marsal (1972)	
	Enrocamento	Enrocamento	Ângulo do talude natural	Barton e Kjaernsli (1981)
Análise química			Minetee (1982), ASTM (1990), ABNT(1992a), ABNT (1992b), FURMAS (1999), Furnas (2000)	
Microscopia ótica				
Ensaio petrográficos	Rocha	Microscopia eletrônica	Minetee (1982), ASTM (1990), ABNT(1992a), ABNT (1992b), FURMAS (1999), Furnas (2000)	
		Difração de raio X		
		Análise termo diferencial		
		Análise termo gravimétrica		
		Slake durability test	ISRM(1981), ASTM (1987), CEDEX (1991a)	
		Abração Los Angeles	ASTM (1981a), ASTM (1981b), ABNT (1984), CEDEX (1991a)	
		Desgaste micro Deval	EN (1996)	
Ensaio mecânicos	Rocha	Point load strength	ISRM (1985), ASTM (1995)	
		Martelo de Schmidt	Duncan (1969), ISRM (1981)	
		Ensaio de impacto Triton	ABNT (1979)	
		Resistência ao fraturamento	Marsal (1969)	
		Resistência a compressão uniaxial	ASTM (1971), ISRM (1981)	
		Resistência a compressão triaxial	ISRM (1981)	
		Resistência a compressão diametral (ensaio brasileiro)	ISRM (1981)	
	Enrocamento	Enrocamento	Compressão unidimensional	FURNAS (1999a), Marsal (1972), Caproni Jr. ET al (1999), Dias (2001), Maia (2001), Pacheco (2005)
			Compressão e tração triaxial	Marsal (1972), Maracchi et al. (1999), Maia (2001)
			Deformação Plana	Marsal (1972), Maracchi et al. (1999), Maia (2001)
Cisalhamento Direto			Cea (1998), Maia (2001), Hummes (2007), Basso (2007), Dias (2007)	

Fontes:

Maia (2001); Dias (2001); Pacheco (2005); Basso (2007); Hummes (2007)

4.1 COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL

O ensaio de compressão unidimensional representa a trajetória de tensões percorrida pelo enrocamento no eixo principal da barragem, onde o material encontra-se solicitado simetricamente.

Este ensaio é relativamente simples, e segundo alguns autores é o que melhor representa a trajetória de tensões na fase de construção das barragens de aterro.

No entanto ele apresenta algumas restrições como interferência do atrito lateral entre a amostra e o cilindro confinante, o que não ocorre nos ensaios triaxiais.

Pacheco (2005) no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC (Universidade Federal de Santa Catarina), desenvolveu um equipamento de compressão unidimensional, como mostra a Figura 4.1. Com este equipamento ela realizou quatro ensaios em amostras de enrocamento também da região central da barragem da UHE Machadinho, com o seguinte estágio de pressões: 30,6 ;40,6;.50,6; 90,6; 150; 210; 310; 410; 820; 1640 e 1947kPa.

Suas amostras foram moldadas com material tipo “E2” baseando-se na curva paralela a de campo, como nesta dissertação. Cada um dos ensaios realizados por Pacheco (2005) focou um aspecto. No ensaio 1 foram reproduzidas as solicitações do enrocamento durante o período construtivo da barragem, no ensaio 2 foi reproduzido o período de enchimento principalmente. Já nos ensaios 3 e 4 foi verificado o comportamento da adição de água na compactação do material.

Em relação a interferência do atrito lateral entre a amostra e o cilindro confinante, Pacheco (2005) desenvolveu uma sistema de instrumentação composto por três células de carga instalados sob suportes de aço no lado externo da parede do molde, equidistante entre si de 120°, que mediam a força de atrito. Com este sistema foi possível descontar a parcela perdida por atrito, dada pela soma das cargas medidas pelas três células de carga, da carga total aplicada pelo atuador hidráulico.

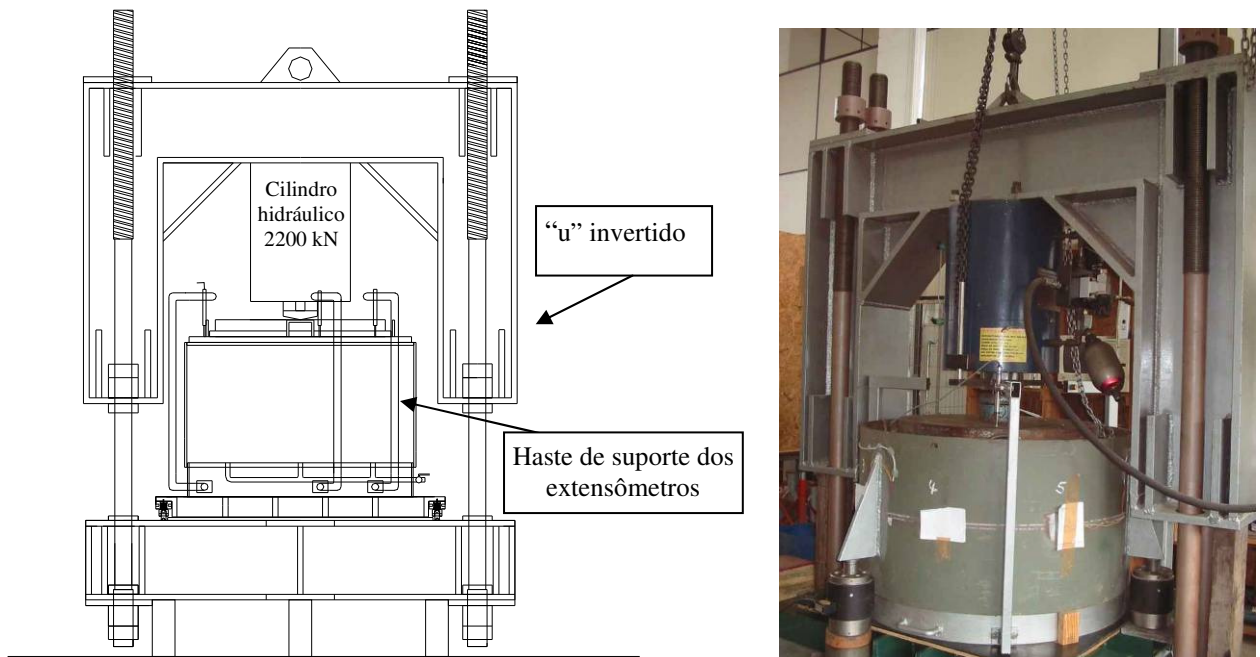


Figura 4.1 – Teste de compressão unidimensional - Edômetro de grandes dimensões (Pacheco, 2005), mostrando as células de carga para a medição do atrito lateral

4.2 DEFORMAÇÃO PLANA

O ensaio de deformação plana é o que melhor caracteriza o estado de tensões gerado normalmente nas barragens de aterro de enrocamento, segundo Charles (1980). No entanto, devido a dificuldade de fabricação do equipamento e a logística da execução seu uso não é corriqueiro.

Considera-se este ensaio de melhor representação, pois no campo as tensões principais atuam no plano da seção transversal do aterro e a tensão intermediária atua na direção longitudinal do aterro, com isso admite-se que a geometria do aterro leva uma condição aproximada à deformação plana.

Neste ensaio a deformação é nula na direção da tensão 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 assimétrica.

4.3 ENSAIO TRIAXIAL

No ensaio triaxial a partícula é livre para mover-se em qualquer direção. Uma das maiores dificuldades deste ensaio é isolar a amostra do fluido que é utilizado como meio para a aplicação de confinamento, já que a capa de proteção (isolante) tem de ser flexível para não interferir no confinamento do corpo de prova e suficientemente rígida para não ser perfurada pelo material ali armazenado.

Este ensaio em relação ao de deformação plana é mais utilizado, pois possui maiores aplicações, se comparadas a complexidade e tamanho dos equipamentos.

Em geral, para um mesmo material, os corpos de prova ensaiados em equipamentos triaxiais apresentam resistência menor que os ensaios de deformação plana. Marachi et al., 1972, apud Veiga Pinto (1979) relatam que amostras de materiais granulares densos, submetidos a baixas tensões de confinamento, quando ensaiados com o equipamento de deformação plana apresentam: maior resistência ao cisalhamento, maior módulo de elasticidade, menor deformação axial, menor dilatação volumétrica e igual resistência ao cisalhamento residual se comparado ao ensaio triaxial.

Atualmente o Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC está iniciando o desenvolvimento de um equipamento deste tipo.

4.4 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.

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 da parte superior e inferior da caixa de cisalhamento. (Maia, 2001).

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. Ainda 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 (Maia, 2001).

Fazendo uma comparação sobre a resistência ao cisalhamento obtido nos ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial, observa-se que a resistência ao cisalhamento é normalmente superior nos ensaios de cisalhamento direto (Becker et al., 1972; Nitchiporovitch e Rasskazov, 1976; Cea, 1998). Maia (2001) justifica tal fato pela rotação das tensões principais que ocorrem durante o ensaio e pela não imposição de um plano horizontal de cisalhamento, além disso ainda salienta que deve ser levado em consideração as diferentes condições de contorno em ambos os ensaios.

Já Cea (1998) apud Maia (2001) destaca que os maiores valores de resistência obtidos no cisalhamento direto em relação ao triaxial pode ser explicado devido a maior dilatância na ruptura observada nos ensaios de cisalhamento direto.

Na Tabela 4.2 são apresentados alguns dos equipamentos de cisalhamento direto de grandes dimensões existentes. E no Capítulo 6, item 6.3.1 está descrito, com detalhes, o equipamento de cisalhamento utilizado na realização dos ensaios desta dissertação.

Tabela 4.2 – Ensaio de cisalhamento direto de grandes dimensões

Autor	País/Local	Aplicação	Tipo	Equipamento		
				Seção (m)	Altura (m)	$\sigma'v$ (MPa)
Blee e Riegel (1951)	USA	Barragem de <i>South Holston</i>	Campo	2,8x2,8	0,85	0,06
Lewis (1956)	Inglaterra (Imperial College – Londres)	Efeito do tamanho máximo das partículas	Lab.	0,3x0,3	0,2	-
Sowers e Gore (1961)	USA	Barragem de Lewis Smith	Campo	2,0x2,0	0,5	0,2
Schlutting e Jurgen (1964)	Alemanha	Barragem de Ohra	Campo	2,0x3,0	0,5	-
Marsal (1965)	México (UNAM)	Barragem de Infiernillo	Lab.	0,3x0,3	0,2	7,5
Post (1969)	França	Barragem de Saint Cassien	Campo	1,2x1,2	1,0	1,0
Nunes e Bogoissian (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 Ramanga	Campo	1,2x1,2	0,8	0,35
				6,0x6,0	0,3	5,5
Citados em Cruz (1983)	Brasil (CESP)	Barragem de Iha Solteira	Campo	1,0x1,0	0,3	0,8
			Lab.	2,0x2,0	0,8	0,6
		Barragem de Salto Osório	Lab.	0,2x0,2	0,2	1,0
		Barragem de Capivari	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 (Inst. Of Geot. And Found. Eng – Sarajevo)	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 Evretou (Chipre)	Lab.	0,3x0,3	0,2	-
Cea (1998) Maia (2001)	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 (Nogoya Institute of Technology)	Estudos do atrito entre partículas e o equipamento	Lab.	0,8x0,8	0,21 e 0,1	0,12
Assis (2001)	Brasil (Furnas Centrais Elétricas AS)	Caracterização mecânica de enrocamentos	Lab.	0,8x0,8	0,45	~1,6
Assis (2001)			Lab.	0,25x0,25	0,24	~0,8
Basso (2005)	Brasil (Furnas Centrais Elétricas AS)	Estudo de tensão deformação de enrocamento	Lab.	ϕ 0,43	0,32	~0,9
Hummes (2007)	Brasil (Universidade de Santa Catarina)	Caracterização mecânica de rejeitos de carvão mineral	Lab.	0,7x0,7	0,7	~0,7

Fontes:

Maia (2001); Dias (2001); Basso (2007), Hummes (2007)

CAPÍTULO 5. ÁREA DE ESTUDO

O objetivo deste capítulo é apresentar as características gerais e específicas da UHE Machadinho, já que o enrocamento utilizado nos ensaios é proveniente deste empreendimento.

A escolha do enrocamento de basalto/riodacito desta usina em específico deu-se devido a grande importância da obra para o sul do Brasil, assim como pelas características do material, visto que o basalto hoje é um material muito utilizado na construção de barragens. Além disso, outro fator fundamental foi a disponibilidade das amostras de basalto/riodacito para os ensaios e a possibilidade de ampliar o conhecimento sobre este material.

5.1 A USINA

A Usina Hidrelétrica Machadinho foi implantada no Rio Pelotas, a aproximadamente 1.200m a jusante da foz do Rio Inhandava, seu afluente da margem esquerda, na divisa entre os Municípios de Piratuba no Estado de Santa Catarina e Maximiliano de Almeida no Estado do Rio Grande do Sul.

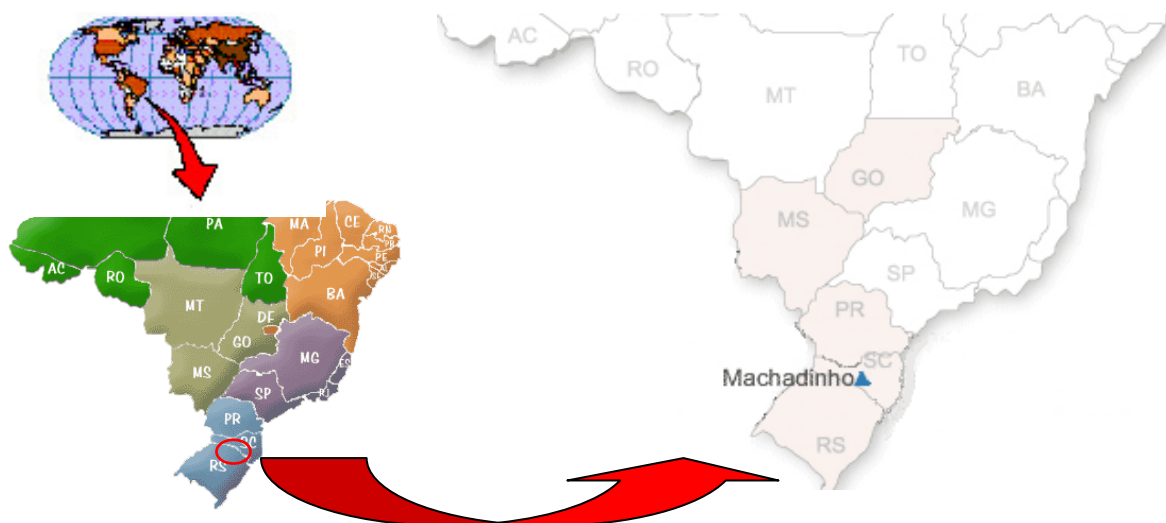


Figura 5.1 – Localização da UHE Machadinho



Figura 5.2 – Localização detalhada da UHE Machadinho localizada no Rio Pelotas

O arranjo deste empreendimento explora vantajosamente as características topográficas e geológicas-geotécnicas do local. As estruturas principais que compõem esta usina são:

- barragem de enrocamento com face de concreto de 126m de altura máxima, para o fechamento do vale do rio Pelotas;
- dois diques em solo, para fechamento de depressões topográficas, sendo um a montante, na margem direita do reservatório, e outro na margem esquerda, entre os rios Inhandava e Pelotas, sobre o local de implantação dos túneis de desvio superiores.
- vertedouro de superfície na ombreira direita, dimensionado para escoamento das cheias decamilenar e máxima provável, constituído por uma soleira vertente controlada através de oito comportas tipo segmento, seguida por um curto rápido revestido em concreto com posterior trecho em rocha, até descarga direta no Rio Pelotas.

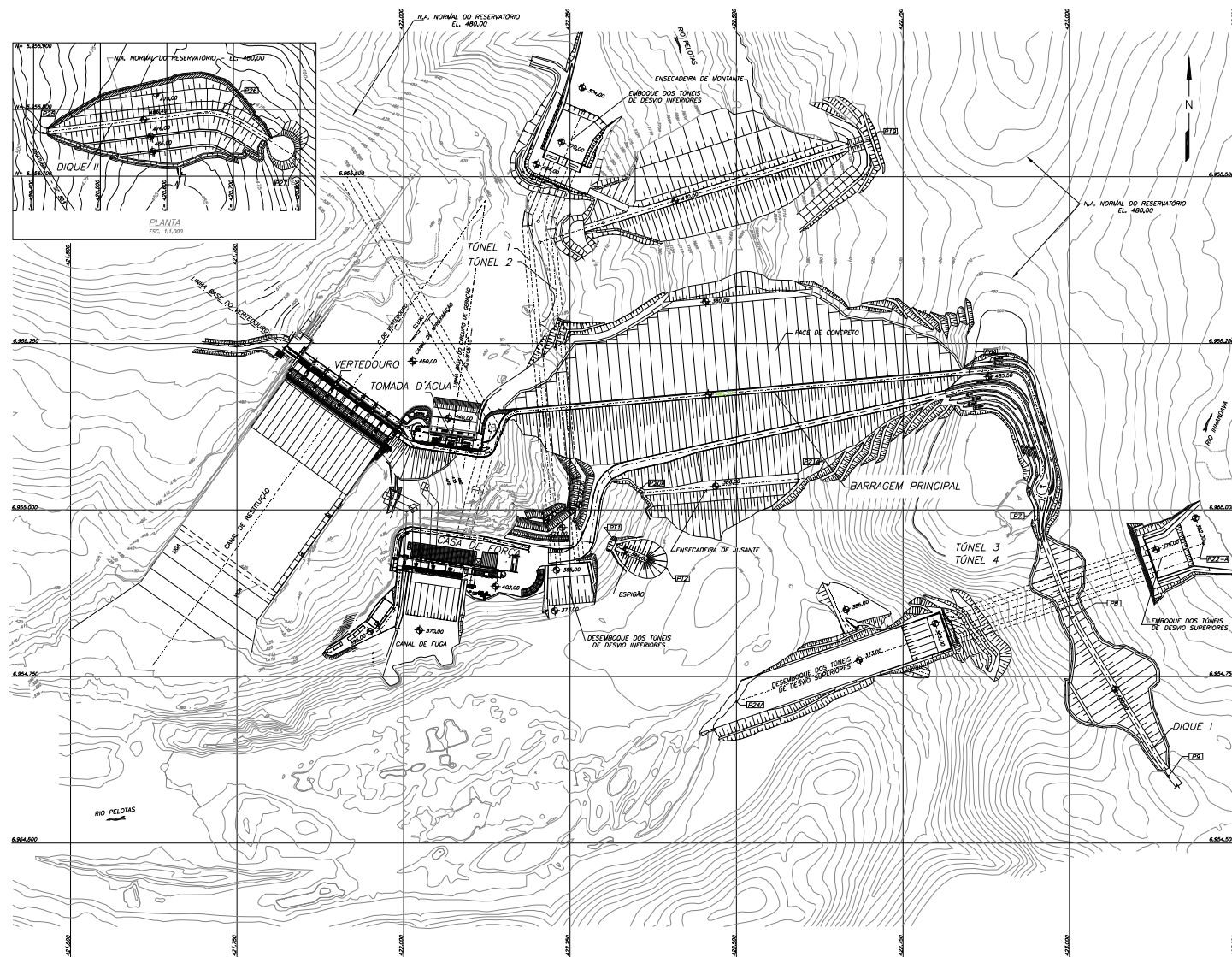


Figura 5.3 – Arranjo geral UHE Machadinho

A construção da UHE Machadinho teve início em março de 1998 e sua conclusão ocorreu em julho de 2002, quando todas as unidades geradoras entraram em operação comercial. O enchimento do reservatório de Machadinho teve início no dia 28 de agosto de 2001, quando foram fechados todos os túneis de desvio, liberando-se apenas uma vazão sanitária de 43m³/s, para manter o fluxo a jusante e não interferir nas condições de sobrevivência da ictiofauna do Rio Pelotas a jusante. Em apenas um mês o nível do reservatório passou da EL. 403,00 para 477,00 e os últimos 12m foram alcançados em apenas um dia.

A usina possui 1.140 MW de potência instalada (3 unidades), aproveitando o desnível entre o remanso da UHE Itá no Rio Uruguai, a jusante, e os aproveitamentos a montante, UHE Campos Novos no Rio Canoas e UHE Barra Grande no Rio Pelotas.

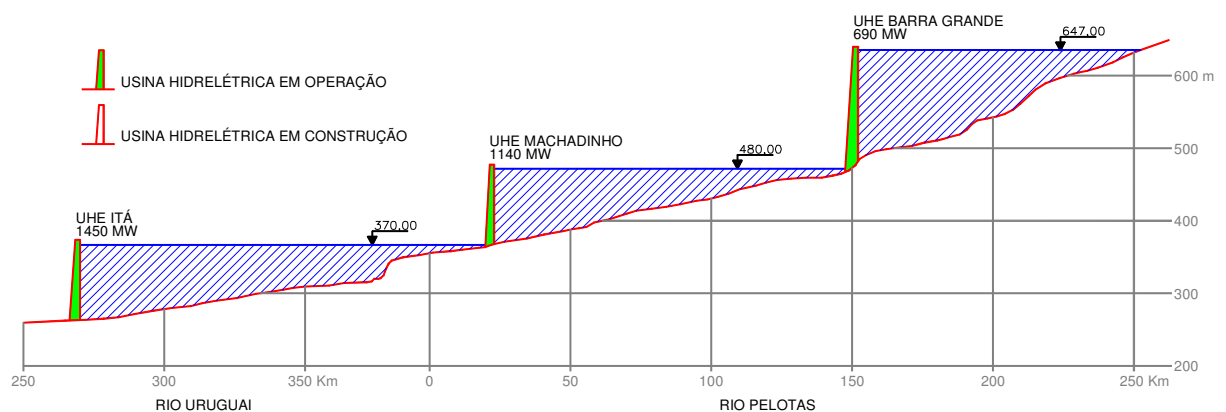


Figura 5.4 – Perfil longitudinal do rio (Usina, 2007)

5.2 ASPECTOS GEOLÓGICOS-GEOTÉCNICOS

A UHE Machadinho localiza-se no Planalto Basáltico da Bacia Sedimentar do Paraná constituído por uma sucessão de derrames básicos e ácidos da Formação Serra Geral e está posicionada sobre os alinhamentos do rio Uruguai, cuja direção geral é N85°W.

A Formação Serra Geral é essencialmente constituída por basaltos de natureza toleítica. Entretanto, cerca de 2,5% de seu volume é constituída por rochas de natureza ácida (dacitos,

riodacitos, quartzo latitos e riolitos) que via de regra, ocupam as porções superiores das seqüências vulcânicas, como no caso da região da UHE Machadinho.

Na Figura 5.5 podem ser observadas as regiões onde ocorrem os derrames ácidos na Formação Serra Geral, representadas pela cor rosa.

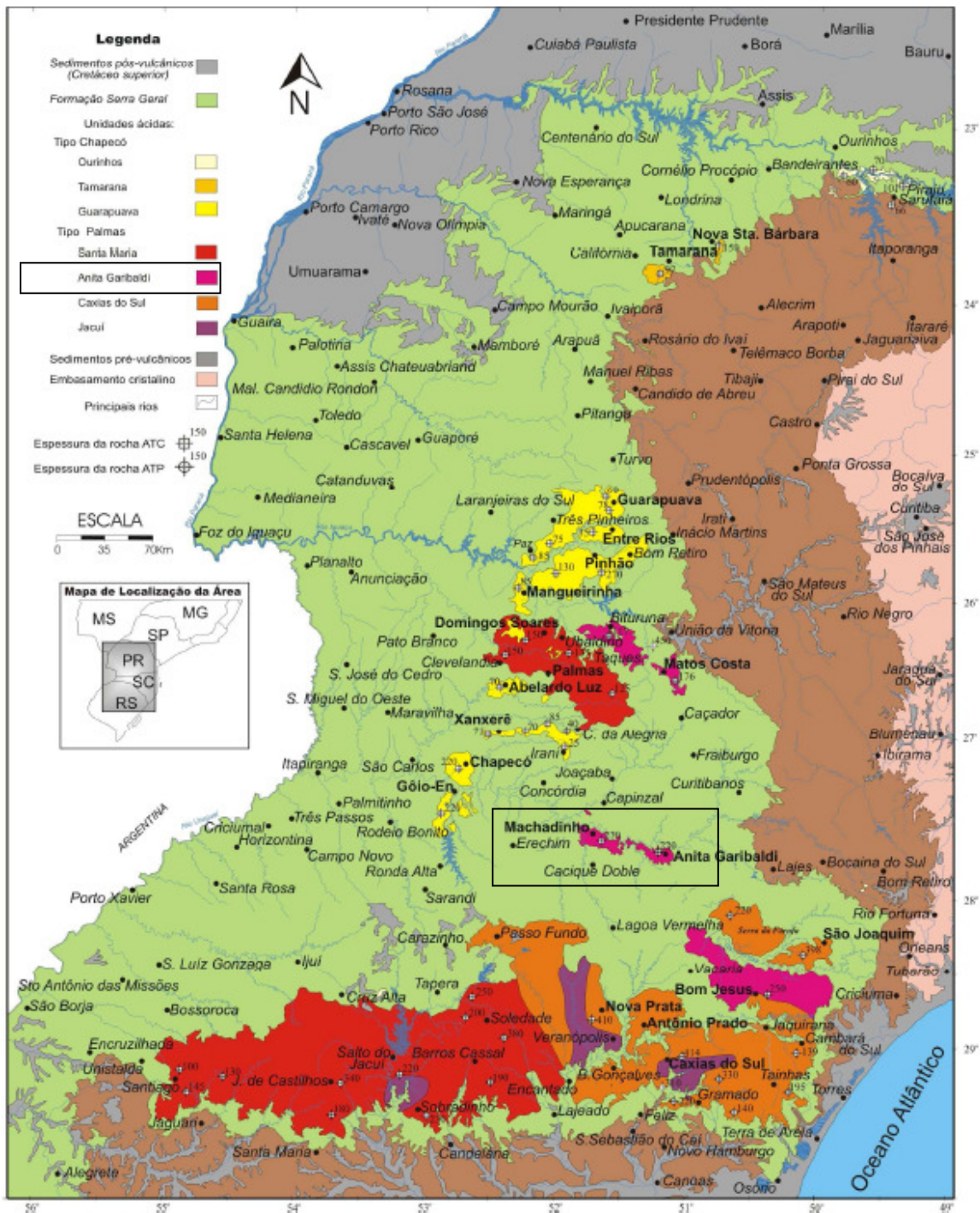


Figura 5.5 – Mapa litogeoquímico das rochas ácidas da Formação Serra Geral, segundo informações contidas em Bellieniet al. (1986), Nardy et al. (2002) e Machado (2003) apud Luchetti et al., 2005

A título de curiosidade, a estruturação interna dos derrames básicos (basalto) é peculiar e inerente ao processo de resfriamento que se processou das regiões limítrofes (topo e base) para o centro do derrame, dando origem a, pelo menos, três zonas distintas. Os derrames ácidos (riodacito) têm a estruturação interna bem similar aos básicos, sendo que a maior diferença entre eles, é que o derrame ácido por ser uma lava mais viscosa, tem o trecho vesículo-amigdaloidal relativamente menos espesso. A resistência a compressão de ambos é bastante similar, próxima a 100 MPa.

Abaixo são apresentadas as três zonas distintas destes derrames:

A região central dos derrames, onde o resfriamento é relativamente mais lento, caracteriza-se por uma rocha compacta, comumente denominada basalto denso, nos derrames básicos, ocupando geralmente dois terços da espessura total dos derrames normais. Nos derrames com trechos espessos de basalto denso (≥ 50 m aproximadamente), a dinâmica de resfriamento pode dar origem a um conjunto de fraturas verticais associadas ao processo de “disjunção colunar”. Em direção aos limites de topo e base do derrame, outro sistema de fraturamento freqüentemente observado é constituído por juntas de contração sub-horizontais provocadas pelo fluxo de lava e pelas tensões cisalhantes associadas.

No topo e na base dos derrames ocorre um resfriamento relativamente mais rápido do material rochoso que acaba por aprisionar os elementos e substâncias voláteis presentes na lava, formando cavidades vazias (vesículas) ou preenchidas por minerais secundários (amígdalas). Esta porção do derrame é denominada basalto vesículo-amígdaloidal.

Nas regiões de contato entre derrames, ocorrem os trechos em brecha que são caracterizados por fragmentos do derrame de lava que vão se resfriando e consolidando da superfície para o interior e quando esta carapaça é quebrada, passa a ser envolvida pela lava líquida que continua a escoar.

Na Figura 5.6 está representado o perfil esquemático de uma sucessão de derrames básicos e ácidos de Formação Serra Geral, no qual estão apresentados os empilhamentos sucessivos de lavas.

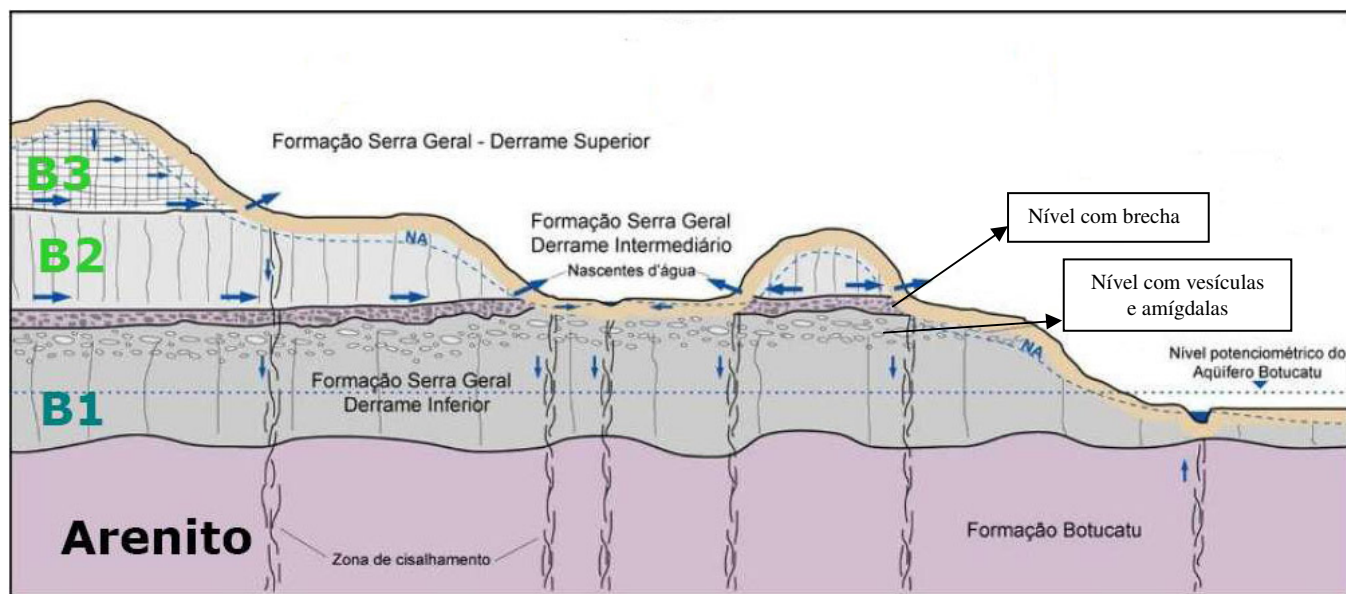


Figura 5.6 – Perfil esquemático de uma sucessão de derrames básicos e ácidos de Formação Serra Geral (Fernandes, 2006, apud Souza 2007)

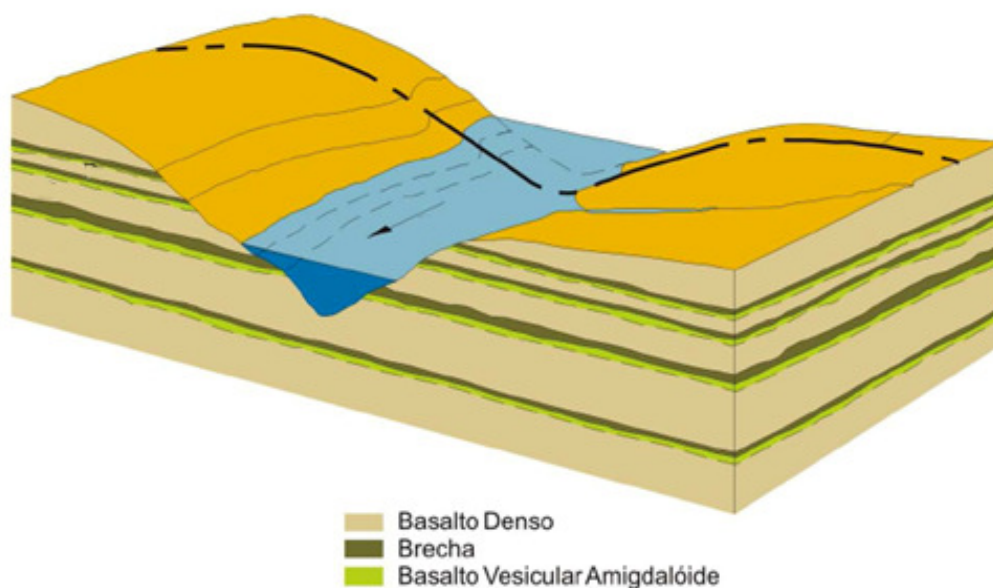


Figura 5.7 – Perfil esquemático de uma sucessão de derrames (Thá, 2007)

Voltando para o aspecto morfológico¹ principal da área da UHE Machadinho, esta tem o relevo modelado em vales profundos (com desníveis de até 210 m), onde o rio Pelotas forma uma curva em U fechada, voltando para noroeste, e conjuga-se pela margem esquerda com a Foz do rio

¹ Os aspectos morfológicos e geológicos apresentados foram obtidos do livro publicado "USINA Hidrelétrica Machadinho: Memória Técnica - . Florianópolis: NPE/UFSC, 2007.

Inhandava, também curvado em U fechado, porém voltado para sul, configurando-se assim um vale bastante esculpido e sujeito a alívio de tensões.

Na determinação das principais famílias de descontinuidades foi caracterizado que as principais famílias de origem tectônica são sub-verticais com variações de mergulho. Já as famílias com tendência a sub-horizontalidade, de modo geral, refletem conjuntos de juntas de alívio de resfriamento dos topos e bases do derrame.

No sítio de implantação da usina aflora um extenso derrame ácido, constituído de riodacitos, com aproximadamente 90 m de espessura, designado por derrame J sobreposto a dois derrames, de natureza básica, denominados de “K” e “L”, com espessuras de 20 a 25m e 35 a 40m, respectivamente.

Os derrames básicos “K” e “L” apresentam boas características geomecânicas, com propriedades semelhantes às encontradas em diversas obras na Bacia do Paraná. O contato entre estes derrames é fechado, com baixa condutividade hidráulica, devendo ser destacada a espessura expressiva da brecha basáltica no topo do derrame “L”, que atinge cerca de 15 m e está presente na escavação dos túneis de desvio.

Por sua vez o derrame “J” apresenta características peculiares em comparação com as obras já executadas nesta região, que devem estar relacionadas ao tipo de extravasamento do material, a sua elevada espessura e, subseqüentemente, aos processos de resfriamento e alívio de tensões associada à morfologia local.

Neste derrame predomina a formação de sistemas de fraturas subverticais e inclinadas, com mergulho da ordem de 45°, com preenchimento de solo e/ou blocos envoltos por solo, que superficialmente podem apresentar espessuras métricas, com tendência à redução com a profundidade. Na base do derrame, ocorre a formação de lentes de solo também com espessuras métricas, e igualmente com tendência de redução à medida que se caminha para o interior do maciço.

Na região junto à base do derrame, ocorre predominância de fraturas sub-horizontais acima da qual (até a porção inferior do trecho central, em uma extensão de 5 a 10m) pode ocorrer uma zona de fraturamento subvertical mais intenso. Neste tipo de descontinuidades é comum o desenvolvimento de brecha de contato com o preenchimento das fraturas por material silicoso ou

carbonático com fragmentos de rocha distribuídos caoticamente. Este preenchimento se dá em forma de cunhas com o fechamento voltado para cima, sugerindo que na fase de resfriamento houve injeção de material da base para o topo.

As características do derrame “J”, inerentes ao seu processo de formação e intemperização, constituíram condicionantes essenciais para o projeto da barragem, segundo Mauro et al (1999), sendo elas:

- a presença de rocha pouco e muito alterada nos carregamentos de enrocamento obtidos na escavação de regiões que possuem descontinuidades preenchidas por solo;
- uma granulometria mais fina do que a encontrada em obras similares (diâmetro máximo de 0,40 a 0,60m), apresentando, muitas vezes, uma grande quantidade de finos;
- conformação do contato solo X rocha, através de superfícies sub-verticais, formando taludes de rocha altos e íngremes após a escavação do solo.

5.3 CONCEPÇÃO GERAL E SEQÜÊNCIAS CONSTRUTIVAS DA BARRAGEM

A barragem principal de Machadinho foi implantada ao longo de um eixo retilíneo de aproximadamente 673m de extensão, sendo condicionada por restrições topobatiométricas e geológicas-geotécnicas do local.

A construção da Barragem foi executada em duas etapas básicas de desvio e controle do rio. Na primeira etapa o rio Pelotas foi mantido em seu leito natural, estrangulado num canal de aproximadamente 80m de largura junto a margem esquerda, através da construção na margem direita dos maciços de enrocamento da ensecadeira de montante e da barragem principal, esta recuada 25m para jusante, com relação a face final da barragem. Na segunda etapa, com o fechamento e subsequente alteamento das ensecadeiras de montante e de jusante, o rio foi desviado por túneis. O trabalho prioritário foi o alteamento por jusante do maciço de enrocamento da barragem no leito do rio, em ritmo tal que, no início do período chuvoso subsequente ao desvio, atingiu a EL. 448,50m, pois esta elevação era suficiente para que não ocorresse galgamento, em cheia de até 500 anos de tempo de recorrência.

Para permitir o aproveitamento dos materiais rochosos provenientes das escavações obrigatórias das demais estruturas e/ou das pedreiras, e ao mesmo tempo possibilitar um maciço com deformabilidade adequada, o corpo da barragem foi zoneado. Com o mesmo propósito, a fundação foi estabelecida no topo do maciço rochoso, graduando, porém o nível de limpeza exigido.

5.3.1 O maciço de enrocamento

A barragem de UHE Machadinho tem seção típica de enrocamento com laje de concreto, apoiada sobre o talude de montante. Os taludes de montante e de jusante têm inclinação de 1V:1,3H e 1V:1,2H, respectivamente, tendo a barragem uma altura máxima de 126m.

O zoneamento dos materiais foi realizado na barragem de Machadinho, conforme a Figura 5.8. No entanto, vale salientar que a nomenclatura apresentada na Figura 5.8 difere da nomenclatura apresentada na Figura 2.3, correspondente a nomenclatura universal de um zoneamento típico de barragem, desta forma a nomenclatura em vermelho na Figura 5.8 é referente a nomenclatura universal.

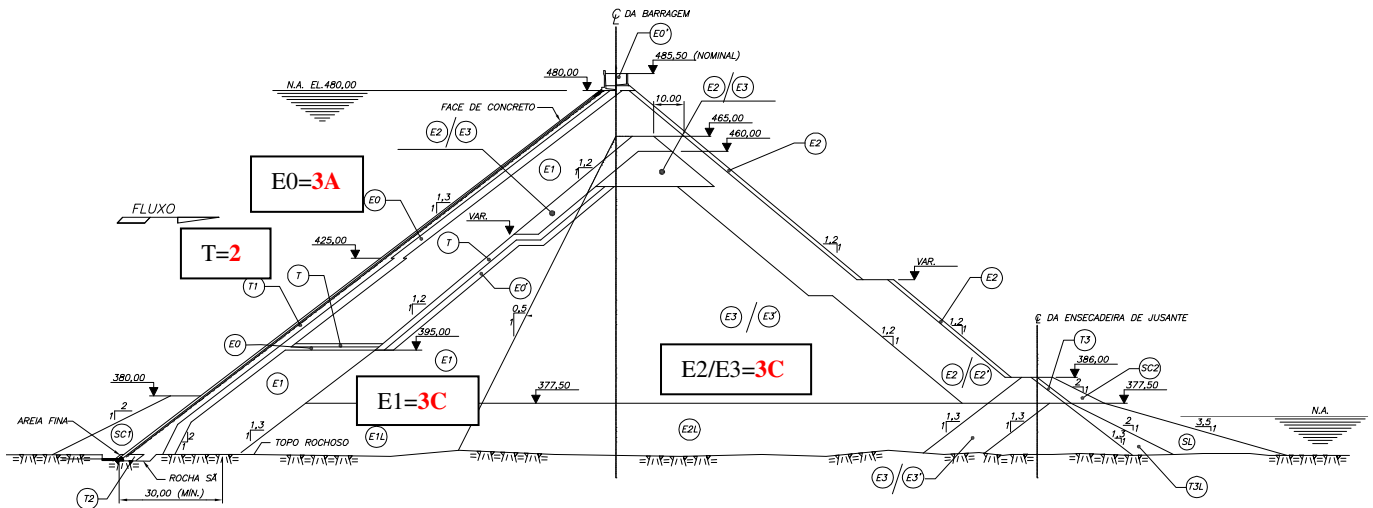


Figura 5.8 – Seção típica da barragem de Machadinho com o zoneamento de materiais

A classificação dos enrocamentos utilizados em cada região da barragem segue na Tabela 5.1:

Tabela 5.1 – Classificação dos enrocamentos utilizados

Material	Classificação
E0	enrocamento composto por uma proporção de, no mínimo, 70%, em volume, de basalto denso são/riodacito e o restante de brecha basáltica e/ou basalto vesículo-amigdaloidal, compactado em camadas de 0,50 m;
E1	enrocamento composto por uma proporção de, no mínimo, 70%, em volume, de basalto denso são/riodacito e o restante de brecha basáltica e/ou basalto vesículo-amigdaloidal, compactado em camadas de 1,00 m;
E2	enrocamento composto por uma proporção de, no mínimo, 70%, em volume, de basalto denso são/riodacito e o restante de brecha basáltica e/ou basalto vesículo-amigdaloidal, compactado em camadas de 2,00 m;
E2'	enrocamento composto por uma proporção de, no mínimo, 70%, em volume, de basalto denso são/riodacito e o restante de brecha basáltica e/ou basalto vesículo-amigdaloidal, enrocamento compactado em camadas de 1,20 m;
E3	enrocamento composto por blocos de basalto são/riodacito, denso, brecha basáltica e basalto vesicular, em qualquer proporção, compactado em camadas de 1,60 m;
E3'	enrocamento composto por blocos de basalto são/riodacito, denso, brecha basáltica e basalto vesicular, em qualquer proporção, compactado em camadas de 1,20 m;
E4	enrocamento não selecionado, constituído de rocha alterada, brecha basáltica e basalto vesicular, em qualquer proporção, compactado em camadas de 0,80 m (pode substituir o terço de jusante do material E3).
T1	transição processada com faixa granulométrica de brita graduada, com diâmetro máximo igual a 0,10 m (4"), compactada em camadas de 0,40 m. A obtenção desse tipo de material exige a composição de materiais processados em britadores primários, secundários e terciários, inclusive areia artificial;
T2, T2B	transição processada de brita e areia natural ou artificial, com diâmetro máximo de 25 mm. O material T2 possui uma percentagem de finos não plásticos passando na peneira # 200 de 2% a 12%, enquanto que, para o material T2B, essa percentagem varia de 0 a 5%, passando na peneira # 100. Para a compactação utiliza-se o processo manual ou mecânico, respectivamente, em camadas de 0,20 m e 0,40 m;
T3	transição processada de brita, com diâmetro máximo de 50 mm, compactada em camadas de até 0,40 m de espessura;

Dentro da classificação descrita acima as características especificadas para basalto denso/riodacito e enrocamentos E3 e E4 estão indicadas na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Classificação das características especificadas para o basalto denso/riodacito e o enrocamento E3 e E4.

Basalto denso (riodacito) – E0-E1-E2**	Enrocamentos E3 e E4:
Peso específico dos grãos (ASTM C-127) maior ou igual 27,6kN/m ³ ;	Peso específico dos grãos (ASTM C-127) maior ou igual 24,00kN/m ³ ;
Absorção (ASTM C-127) menor ou igual a 3%;	Absorção (ASTM C-127) menor ou igual a 3%;
Abrasão Los Angeles, Granulometria tipo E (ASTM C-131 e C-535), n ≤ 25%, após 1000 revoluções;	Abrasão Los Angeles, Granulometria tipo E (ASTM C-131 e C-535), n ≤ 30%, após 1000 revoluções;
Resistência à Compressão Simples maior ou igual a 50MPa	Resistência à Compressão Simples maior ou igual a 25MPa

**Os enrocamentos E0, E1 e E2 foram especificados para conter uma proporção de, no mínimo, 70%, em volume, de basalto denso são (riodacito) e o restante de brecha basáltica e/ou basalto vesículo-amigdaloidal

Já para a compactação dos enrocamentos foram utilizados rolos lisos vibratórios, rebocados por tratores de esteira, que obedeceram às seguintes especificações:

- peso mínimo estático total 90 kN
- peso mínimo estático por metro de rolo 30 kN
- peso mínimo de impacto dinâmico..... 370 kN
- frequência de vibração..... 1.000 rpm a 1.500 rpm

Para o enrocamento e as transições da barragem principal, especificou-se, no mínimo, uma compactação por quatro passadas horizontais do rolo compactador liso vibratório de 90 kN, com exceção do enrocamento E1, no qual a compactação foi realizada com seis passadas do mesmo rolo e utilização simultânea de jato d'água, através de um canhão capaz de garantir um volume igual a 10% do volume de rochas a serem compactadas. As transições também foram compactadas com molhagem através de um caminhão pipa.

Os resultados obtidos nos ensaios realizados na obra em relação a peso específico e índice de vazios são mostrados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Resumo dos resultados de ensaios de campo – UHE Machadinho.

Material	Nº. Ensaios	Peso específico in situ γ (kN/m ³)	Índice de vazios (e)
E0	55	20,27	0,325
E0'	5	20,08	0,381
E1	71	20,30	0,270
E2	4	20,17	0,342
E2'	8	19,79	0,367
E3	19	19,67	0,377
E3'	4	20,19	0,339
E4	10	20,34	0,314

Nas Figura 5.9 a Figura 5.12 estão apresentadas a faixa de variação granulométrica especificada em projeto para os diferentes enrocamentos e a faixa granulométrica encontrada nos ensaios de granulometria na fase de construção, como a curva média da granulometria encontrada no campo. Normalmente os resultados dos ensaios são registrados e comparados com as faixas granulométricas especificadas, de forma que, se o material não atende a faixa especificada, é realizado o ajuste da granulometria, que pode ser feito por alteração da malha de detonação, ou por obtenção do material na sua procedência, ou através de materias em pilhas de estoque provenientes de outra frente de escavação.

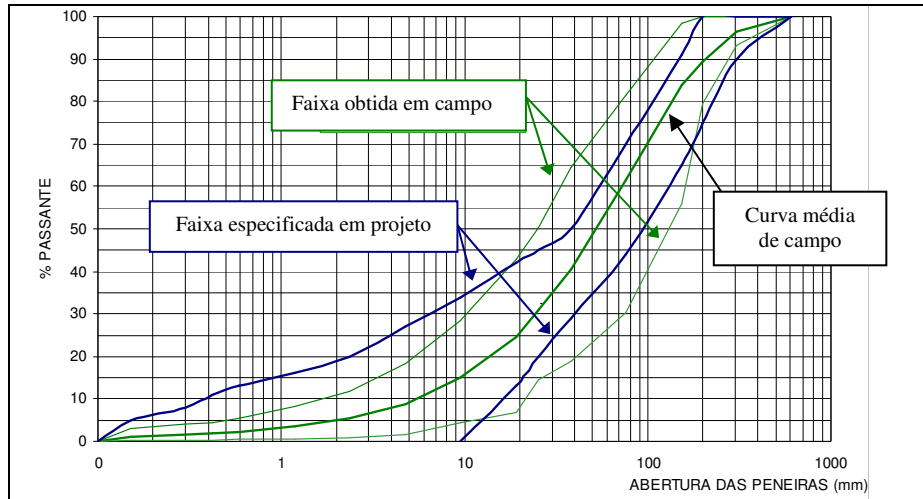


Figura 5.9 – UHE Machadinho – material E0

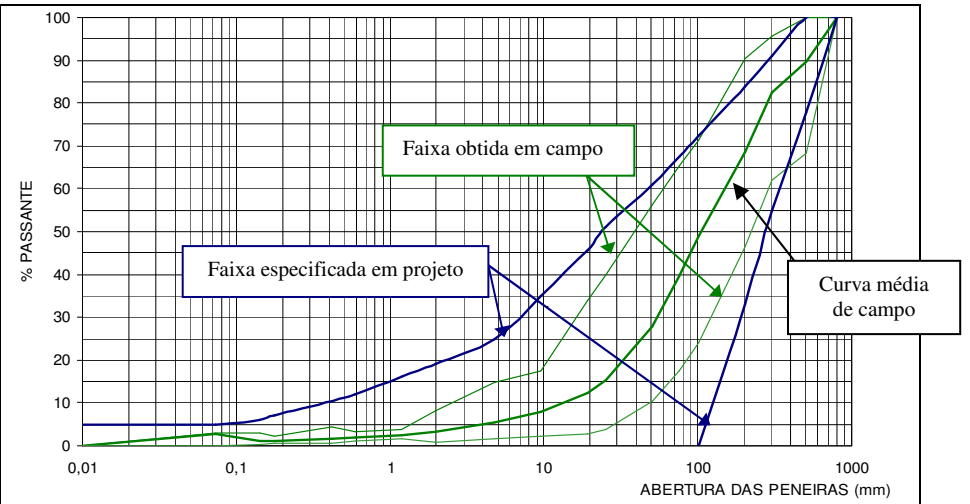


Figura 5.10 - UHE Machadinho – material E1

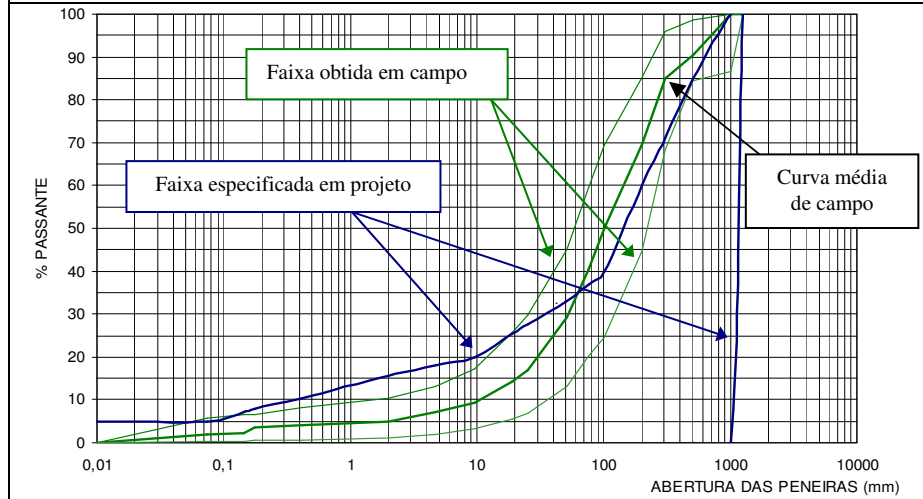


Figura 5.11 - UHE Machadinho – material E2

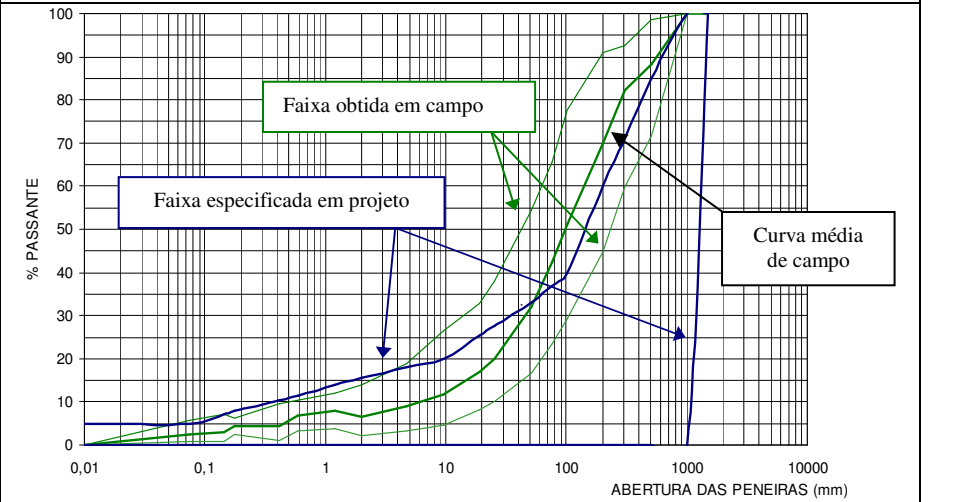


Figura 5.12- UHE Machadinho – material E3

5.3.2 A fundação e o plinto

Para a definição da fundação da barragem foi realizado um estudo abrangente da estabilidade do talude de jusante da barragem, na região da ombreira direita e no leito do rio, com o objetivo de avaliar a segurança da geometria projetada, considerando-se a possibilidade da barragem ficar apoiada sobre uma camada remanescente de solo saprolítico.

Nestas análises de estabilidade foram adotados os seguintes parâmetros: para a camada de solo saprolítico, foi adotado com base em referências bibliográficas para materiais similares a envoltória $\tau = 24 + \sigma' \cdot tg32^\circ$ (kN/m²) e para o enrocamento compactado foi adotada a envoltória de resistência ao cisalhamento não-linear, para enrocamentos provenientes de rocha basálticas, resultando a curva exponencial: $\tau = 2,33 \cdot \sigma'^{0,821}$ (tf/m²).

Foi concluído através das análises que as deformações originadas pela manutenção do solo compressível na fundação do enrocamento são maiores e atípicas quando comparadas com as usualmente registradas quando é adotada a solução tradicional da fundação em rocha. Todavia, desde que tomados os devidos cuidados na escolha e distribuição das juntas, as mesmas não representam restrição para esta alternativa (Mauro et al, 1999).

Com base nas análises técnico-econômicas, que levaram em conta aspectos como prazos, facilidades construtivas e custos envolvidos, foi decidido pela remoção total da camada de solo saprolítico sob o maciço de enrocamento da barragem. No entanto a exigência de limpeza (exposição do topo rochoso) foi flexibilizada, sendo definida da seguinte forma: a exposição de 100% do topo rochoso no terço de montante da barragem; exposição de 30% no topo rochoso no trecho central, convivendo-se com zonas de saprolito. E exposição de 50% do topo rochoso no “terço” de jusante, correspondendo ao enrocamento tipo E2.

O plinto da barragem foi concebido como estrutura de concreto armado, com extensão de aproximadamente 870m sem juntas transversais, e ancorado na fundação da rocha sã, adequadamente limpas e reconstituídas, após a escavação, com concreto de regularização de espessura variável. O tratamento da superfície da fundação do plinto foi realizado através de uma cortina de injeção de calda de cimento, constituída por linhas de furos de consolidação e impermeabilização, onde o comprimento, azimutes e inclinações foram definidos em função das características de fraturamento e condutividade hidráulica do maciço rochoso, em cada trecho.

5.3.3 A instrumentação da barragem da UHE Machadinho

A barragem da UHE Machadinho possui os principais instrumentos existentes para o monitoramento deste tipo de estrutura.

Estes instrumentos encontram-se divididos entre o maciço de enrocamento e a face de concreto.

No maciço da barragem estão localizados em três seções principais. Nestas seções estão instalados os seguintes instrumentos: medidores de recalque magnético e células de recalque (caixa sueca), para medição do recalque; extensômetros múltiplos de haste tipo KM para a medição dos deslocamentos horizontais.

Além destes instrumentos existem marcos superficiais espalhados pela Barragem, que auxiliam no acompanhamento dos deslocamentos tanto verticais como horizontais, e um medidor de vazão para o controle das vazões de infiltração.

A face de concreto é monitorada por eletrônives, medidores elétricos de junta, medidores de abertura de junta e medidores triortogonais de junta.

A Figura 5.13 apresenta a localização geral destes instrumentos, e a Figura 5.14 apresenta as seções instrumentadas.

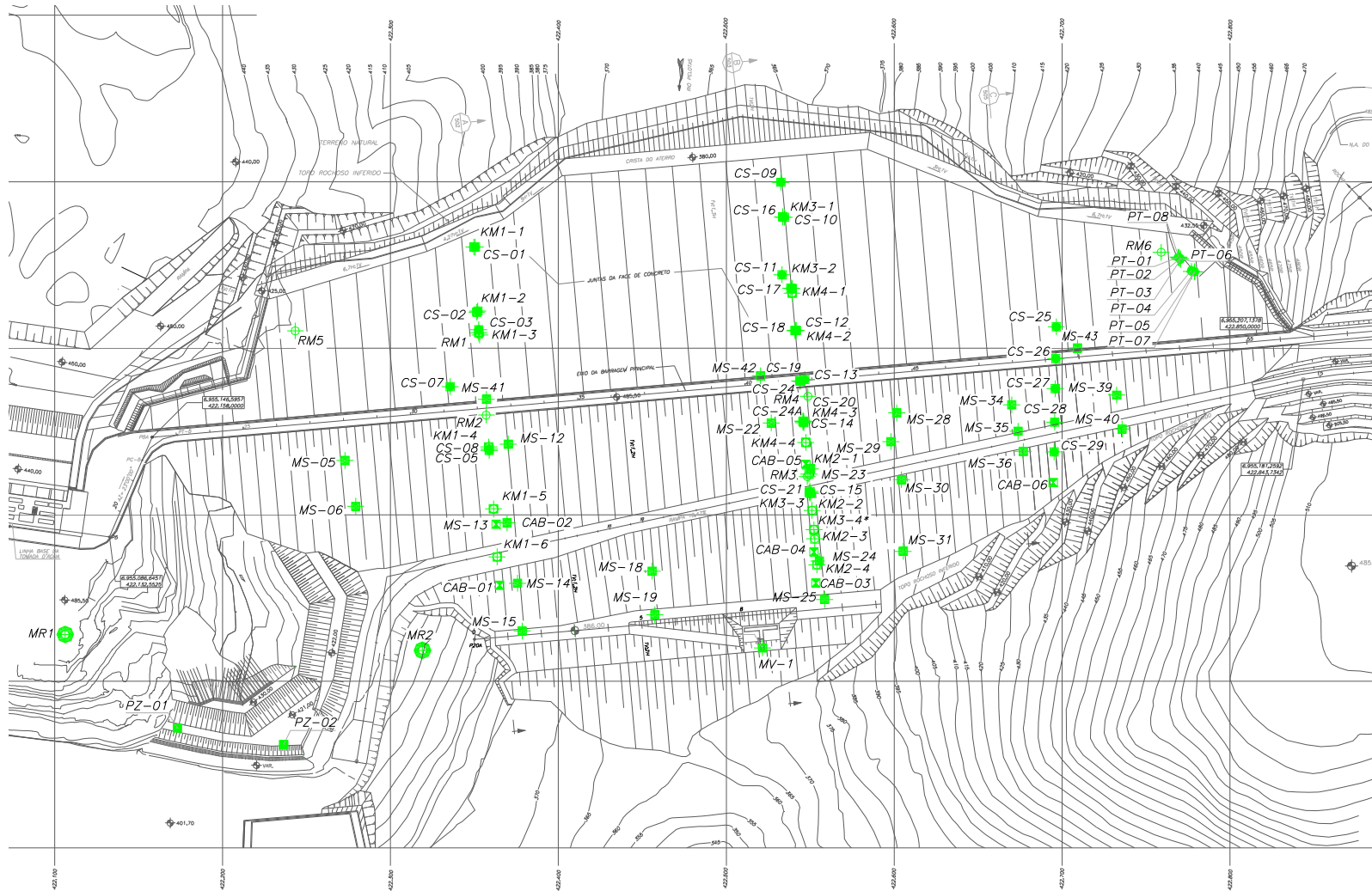


Figura 5.13 - Barragem Principal – Planta instrumentada

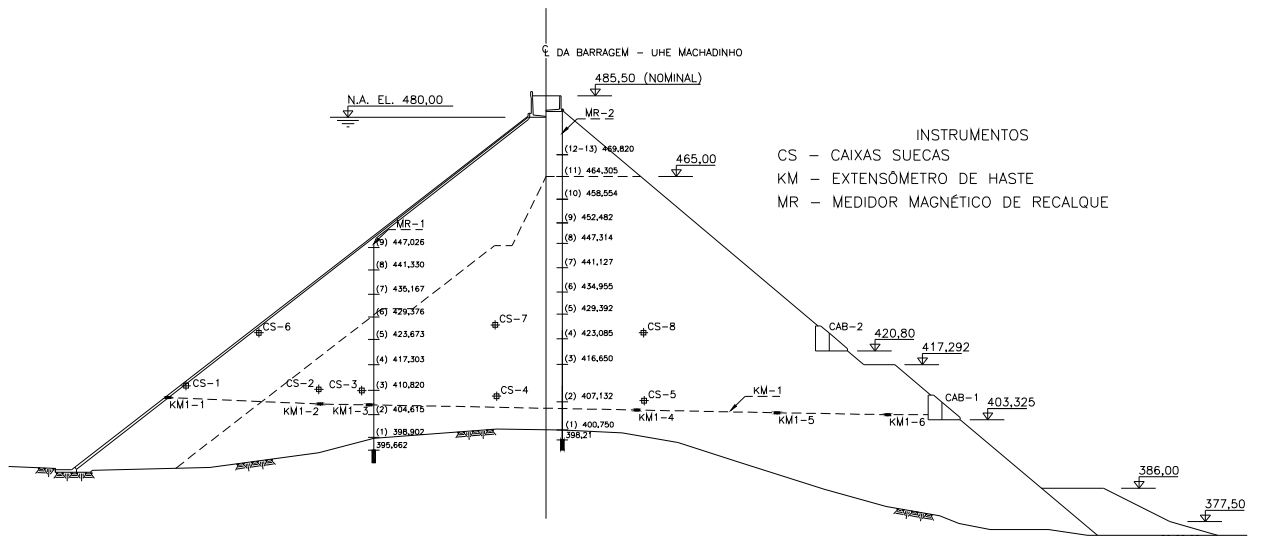
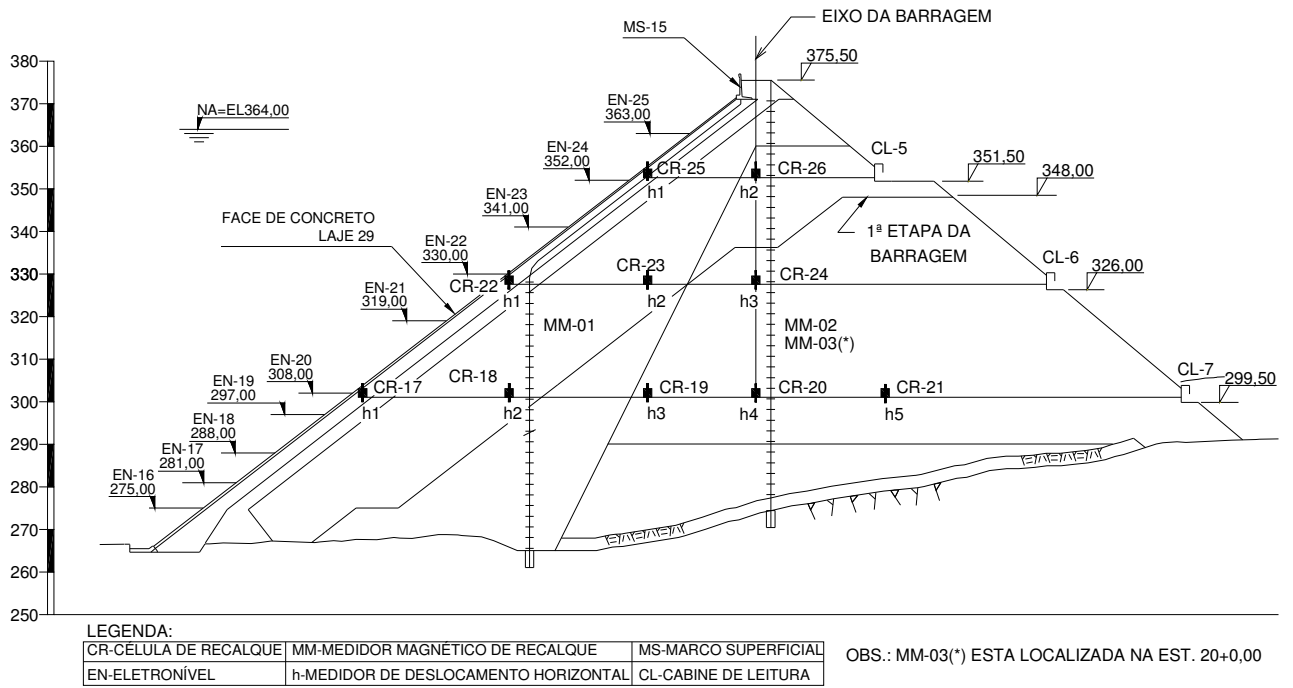


Figura 5.14 - Seções instrumentadas UHE Machadinho (Watzko, 2007)

CAPÍTULO 6. METODOLOGIA E PROGRAMA DE ENSAIOS

6.1 INTRODUÇÃO

Com o objetivo de avaliar o comportamento geomecânico dos enrocamentos da barragem da UHE Machadinho foi estabelecido um programa de ensaios de laboratório que se dividem em ensaios de caracterização e mecânico, sendo que o enfoque principal é o ensaio de cisalhamento direto de grandes dimensões.

Na preparação das amostras para os ensaios procurou-se seguir os mesmos critérios adotados em campo na região central da barragem no período de construção. Por isso a curva granulométrica e a litologia escolhida são referentes ao material “E2”, apesar de nesta região também ter sido utilizado o material “E3”. O critério que influenciou nesta escolha foi que o material “E2” possuía uma especificação menos abrangente que o “E3”. Além disso, nesta pesquisa ainda havia interesse de comparar os valores com os obtidos por Pacheco (2005), que utilizou o mesmo material para os ensaios de caracterização e para os ensaios de compressão unidimensional de grandes dimensões.

No geral as amostras foram compostas pela proporção de 70% de basalto/riodacito e 30% de brecha basáltica / BVA (basalto visiculo amigdaloidal). Vale salientar que todos estes materiais são oriundos da UHE Machadinho.

Para a preparação das amostras foi realizado um longo processo de peneiramento e separação dos tipos de enrocamento por litologia até a peneira de tamanho # 9,52. Abaixo desta peneira adotou-se que os mesmos encontravam-se na proporção correta, já que eram oriundos do processo de britagem executado por Pacheco em 2005. A utilização deste material foi necessária devido a falta de um britador que se adequasse a pesquisa na região da grande Florianópolis.

Os ensaios realizados, assim como o procedimento adotado para cada ensaio, são descrito nos itens subseqüentes.

6.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

6.2.1 Análise granulométrica

As amostras de enrocamento foram obtidas através da curva granulométrica paralela a de campo. Para obtenção desta curva foi utilizado o método em que o diâmetro máximo da partícula de campo difere de uma quantia ΔD do diâmetro máximo da partícula da amostra de laboratório.

A relação entre a dimensão mínimo da amostra (D) e a dimensão máxima da partícula (D_{Max}) utilizada foi igual a 6 no caso do ensaio de cisalhamento direto, onde o diâmetro mínimo da amostra era de 70cm, e de 5 para o ensaio de densidade relativa na qual a dimensão mínima da amostra era de 34cm.

A análise granulométrica foi realizada somente pelo peneiramento, excluindo a análise por sedimentação, segundo o procedimento da NBR 7181.

Nos ensaios de peneiramento foram utilizadas, no caso do cisalhamento direto, as peneiras de malha quadrada com dimensões: 113; 101,6 , 50,8; 25,4; 19,1; 9,5; 4,8; 2,4; 1,19; 0,42; 0,07mm.

Vale salientar que devido a escassez de material e tempo para os ensaios, optou-se por preparar somente a curva granulométrica de alguns dos ensaios, como no caso do ensaio 1, ensaio 4, ensaio 5 e na camada do meio do ensaio 3. No restante dos ensaios ocorreu reaproveitamento de material. Este procedimento é descrito com detalhes no item 6.3.1.2.

No caso do ensaio de peneiramento para a obtenção da densidade relativa foram utilizadas as peneiras de malha quadrada com dimensões: 68; 50,8; 25,4; 19,1; 9,5; 4,8; 2,4; 1,19; 0,42; 0,07mm.

A partir das curvas granulométricas foram obtidos os coeficientes de uniformidade C_u e o de curvatura C_c .

6.2.2 Quebra das partículas

A quebra das partículas foi estimada através do índice de fraturamento (B_g). A obtenção deste índice foi realizada a partir da determinação da curva granulométrica da amostra antes do ensaio e após a realização do ensaio. Este índice foi determinado pelo somatório das diferenças

positivas entre as porcentagens de material retido nas peneiras, antes e depois do ensaio, conforme definição de Marsal (1973), já mostrada no Capítulo 3, no item 3.2.2.1.

Devido ao tempo restrito, não se pôde refazer o peneiramento de todos os ensaios realizados. Os ensaios que foram repeneirados após a execução foram: o ensaio 3, todo o quarto (4) ensaio e todo o quinto (5) ensaio.

No ensaio 4 tivemos problemas com a célula de carga utilizada para medição do esforço vertical, e o valor aplicado é duvidoso, portanto não será abordado.

Com estes ensaios procurou-se fazer uma correlação entre as curvas granulométricas obtidas antes do peneiramento, com as medidas após o peneiramento.

Dentro desta filosofia comparou-se:

1. a curva granulométrica preparada para o ensaio 1 com a curva obtida após o ensaio 3;
2. a curva granulométrica inicial do ensaio 5 com a curva obtida após o mesmo;

6.2.3 Massa específica das partículas

Para a obtenção da massa específica das partículas foi utilizado o método da balança hidrostática, segundo a NBR 6458, onde os grãos medidos foram os retidos na peneira # 4,8 mm.

O ensaio foi realizado separadamente para as partículas de riodacito e para as de brecha, como resultado final foi realizado a média ponderada considerando a proporção de 70% de riodacito e 30% de brecha / BVA que compõem a amostra, e com isso representam a situação de campo.

6.2.4 Densidade relativa

A densidade relativa foi obtida através do conhecimento da massa específica máxima e mínima do material.

Para a obtenção do material foi utilizada a curva paralela de campo descrita no item 6.2.1 e a proporção de 70% de riodacito e 30% de brecha basáltica / BVA. Após a obtenção dos materiais por tamanho e porcentagem os mesmos foram homogeneizados.



Figura 6.1 – Ensaio de densidade máxima, material sendo homogeneizado

Para a realização dos ensaios, foi utilizado um recipiente cilíndrico de aproximadamente 48cm de diâmetro interno de 40cm de altura, e uma placa vibratória PV 2000 apoiada por duas placas de madeira circulares unidas por duas barras de madeira de formato retangular.

O recipiente cilíndrico utilizado na determinação da densidade relativa está apresentado na Figura 6.2.



(a)



(b)

Figura 6.2 – Recipiente cilíndrico de dimensões: 48 cm de diâmetro e 40 cm de altura ao lado uma das placas de madeira utilizadas no ensaio: (a) vista frontal; (b) vista de topo

A massa específica mínima, estado fofo, foi determinada a partir do lançamento do material previamente misturado, praticamente sem altura de queda, dentro da câmara cilíndrica.

Já a massa específica máxima foi obtida através da compactação das camadas. A compactação foi realizada em 3 camadas através da placa vibratória PV 2000, onde o tempo, em minutos, foi definido a partir do momento que o material não apresentava mais deformação vertical. O tempo necessário neste processo foi de 5 minutos por camada.

A Figura 6.3 apresenta a compactação da última camada no ensaio para a obtenção da massa específica máxima.



Figura 6.3 – Ensaio de densidade máxima, onde pode ser observado o cilindro, o aparato de madeira de apoio da placa vibratória e a placa vibratória PV 2000

6.2.5 Coeficiente de Forma

Para a determinação do coeficiente de forma foram realizados dois procedimentos, um seguindo a Norma NBR 7809 e outro segundo a metodologia de Pinto (1983). Em ambos os métodos foram realizadas análises separadas para o riódacito e para a brecha basáltica / BVA.

No primeiro método o coeficiente de forma foi determinado a partir da relação entre o comprimento e a espessura da partícula, por meio da medição direta com um paquímetro. O comprimento da partícula é definido como a maior dimensão e a espessura é definida como a menor distância possível entre planos paralelos entre si e a direção do comprimento do grão, que o tangenciam.

Foram utilizados para este método 200 partículas de riodacito e 200 partículas de brecha / BVA, divididas em 4 frações granulométricas proporcionais à porcentagem em massa retidas nas peneiras: 50,8; 25,4; 19,1; 9,5mm.

Com a metodologia indicada por Pinto (1983), e aparentemente mais coerente para ser usada no caso dos enrocamentos, procedeu-se a determinação da dimensão média das partículas através de 3 medidas ortogonais com o auxílio de um paquímetro. A determinação da massa de cada fração granulométrica através de uma balança de precisão de 0,01g, e a determinação do peso específico aparente do material.

O coeficiente de forma foi obtido de acordo com a equação 6.1:

$$C_f = \frac{\sum_0^n \frac{P}{\gamma_{dg}}}{\sum_0^n \frac{\pi}{6} D^3} \quad (6.1)$$

Onde:

C_f : coeficiente de forma

p : peso de uma dada partícula genérica

γ_{dg} : peso específico aparente dos grãos de uma da partícula genérica

D : dimensão média das partículas

As frações granulométricas utilizadas foram as mesmas do primeiro método, isto é, as retidas nas peneiras: 50,8; 25,4; 19,1; 9,5mm.

6.3 ENSAIO MECÂNICO

Atualmente o emprego de elementos finitos é muito utilizado e está bastante avançado nas obras de arte. No entanto na modelação de barragens de enrocamento ainda depende de parâmetros de entrada, que gere uma análise confiável, principalmente de tensão-deformação.

Com este intuito o Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC vem desenvolvendo um programa de pesquisa, onde estão sendo construídos equipamentos de grandes dimensões, que auxiliarão na obtenção destes parâmetros, como ângulo de atrito (ϕ), módulo de Young (E), coeficiente de Poisson (ν).

Neste laboratório, Pacheco (2005) desenvolveu o equipamento de compressão unidimensional de grandes dimensões e realizou ensaios utilizando o mesmo material da presente dissertação. Hummes (2007) desenvolveu o equipamento de cisalhamento direto de grandes dimensões, no entanto, o foco de seu trabalho foi ensaiar rejeitos do beneficiamento de carvão mineral.

Atualmente o laboratório está desenvolvendo o equipamento triaxial de grandes dimensões.

Nesta dissertação foi utilizado o equipamento desenvolvido por Hummes (2007) que com esta pesquisa ensaiou pela primeira vez o material enrocamento.

6.3.1 Cisalhamento Direto

6.3.1.1 Equipamento

O equipamento desenvolvido por Hummes (2007) é capaz de ensaiar corpos de prova cúbicos de 0,70m de lado. Basicamente tem seu funcionamento fundamentado nos equipamentos de cisalhamento convencionais, com a única diferença que o cisalhamento é gerado mediante o deslocamento da parte inferior da caixa.

A parte inferior da caixa de cisalhamento apóia-se sobre um conjunto de rolamentos, que correm através de trilhos fixos no perfil metálico já existente. A parte superior da caixa possui oito roletes, instalados nas laterais inferiores, que correm sobre a borda da caixa inferior, com o objetivo de reduzir o atrito entre as duas caixas e com isso minimizar erros na medição dos esforços cisalhantes.

As partes inferior e superior da caixa têm um vão de 2,5cm, que foi deixado já que se a abertura da caixa fosse pequena poderia gerar efeitos no deslizamento e rolamento das partículas, e com isso induzir ao cisalhamento das partículas, promovendo o aumento da resistência do material, segundo Maia (2001).

A reação horizontal da caixa se dá em dois pontos, cada um com duas polias rotuladas, que permitem o alinhamento e o deslocamento vertical da parte superior da caixa de cisalhamento. As polias correm livremente sobre a chapa de reação e permitem deslocamento ascendente de até 15cm.

O sistema hidráulico vertical apóia-se em um grande pórtico metálico, já utilizado nos ensaios de compressão unidimensional de Pacheco (2005) e o horizontal apóia-se em um pórtico metálico removível.

A aplicação do esforço vertical confinante é feita por meio de um atuador hidráulico acionado por uma bomba de óleo elétrica controlada manualmente por meio de válvulas direcionais. A capacidade para a aplicação do esforço fica em torno de 2000kN e possui curso máximo de 170mm. Nestes ensaios para a medição do esforço aplicado foi utilizada uma célula de carga entre o pistão do atuador hidráulico e a placa de carga. Para o primeiro e segundo ensaio foi utilizada uma célula de carga de 250kN para o terceiro e quarto ensaio foi utilizada uma célula de carga de 500kN e para o quinto ensaio foi também utilizado uma célula de 500kN, pois a célula que vinha sendo utilizada apresentou problemas.

A aplicação do esforço cisalhante foi realizada por meio de um atuador hidráulico, de capacidade de aplicação de 1960kN e curso de 220mm. O atuador é acionado por uma bomba de óleo e controle servo-válvula, utilizando o computador. A medição do esforço cisalhante transmitido ao corpo de prova foi feita por meio de uma célula de carga de 500kN em todos os ensaios. Nos ensaios foi utilizado o controle do deslocamento do pistão, sob velocidade constante.

Os ajustes da carga vertical, da velocidade de cisalhamento, do deslocamento máximo horizontal e da posição inicial dos pistões são feitos através de um quadro de controle digital, acoplado no sistema de aquisição de dados totalmente automatizado.

Para medir a deformação vertical, foram instalados na placa de carga três transdutores de deslocamento (LVDT): dois distribuídos mais próximos das polias de reação e um terceiro do outro lado da caixa, próxima ao ponto de aplicação de carga.

Na Figura 6.4, Figura 6.5 e Figura 6.6 estão apresentadas as fotos e figuras deste equipamento e estão indicadas as partes que o constituem.

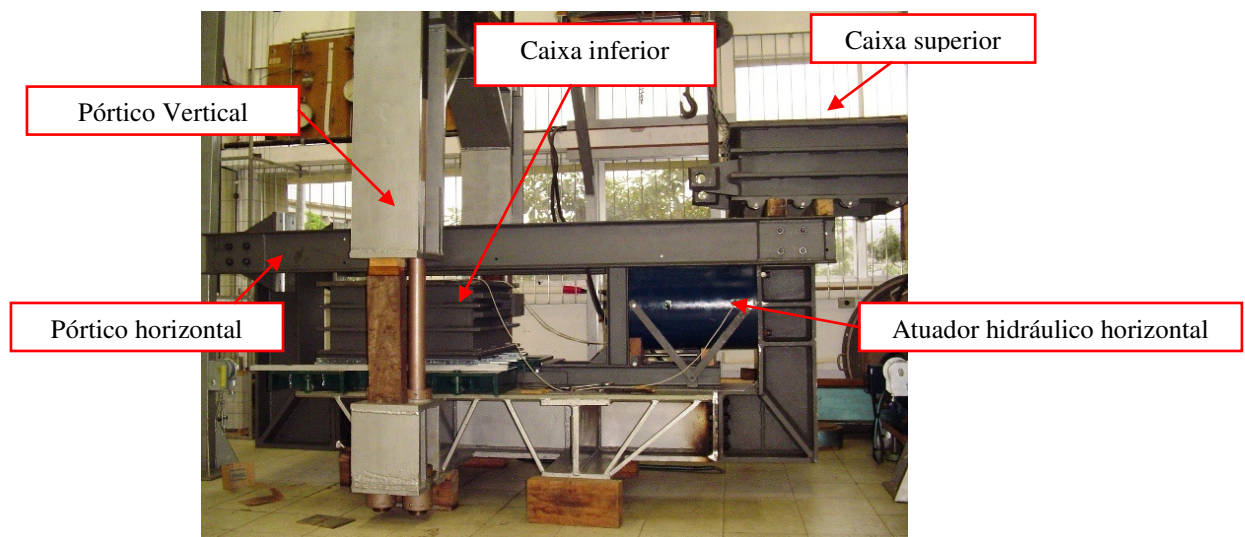


Figura 6.4 – Descrição dos componentes do ensaio de cisalhamento direto de grandes dimensões

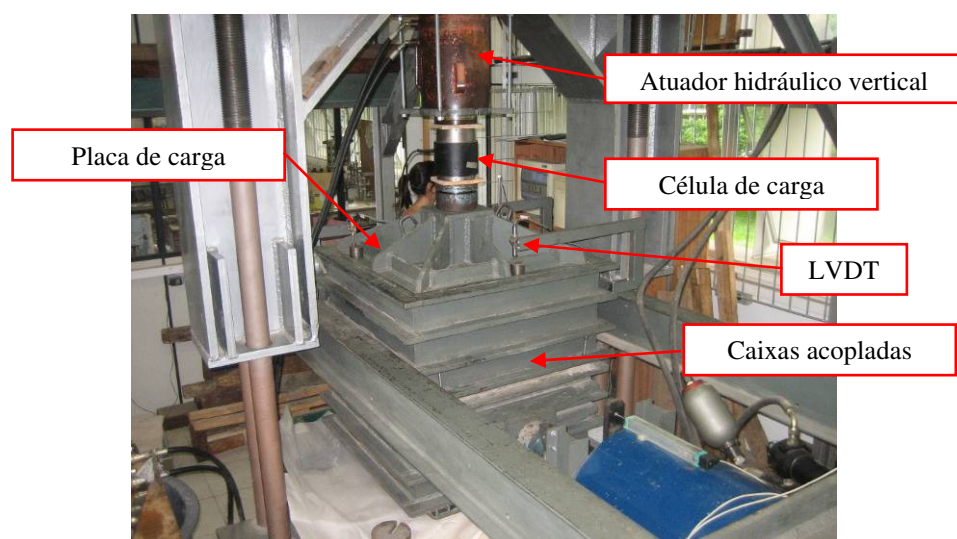


Figura 6.5 – Cisalhamento direto de grandes dimensões preparado para ensaiar

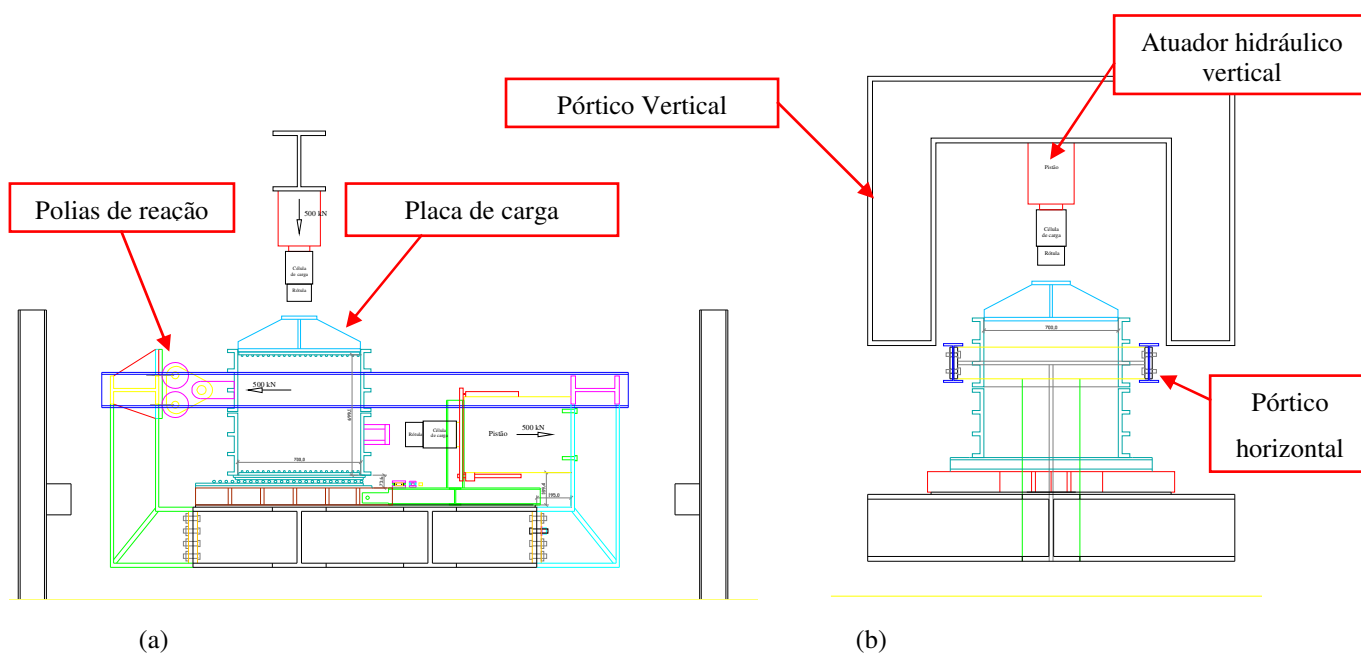


Figura 6.6 – Equipamento de cisalhamento direto (Hummes, 2007): (a) vista longitudinal; (b) corte transversal

6.3.1.2 Procedimento de ensaio

Para ter uma melhor representação da envoltória de ruptura foi definido que a mesma seria composta por quatro pontos, isto é por quatro ensaios. Os ensaios seriam realizados com o enrocamento nas mesmas condições existentes no protótipo, já que a região que queríamos representar (parte central da barragem) foi executada também sem adição de água.

Por problemas encontrados no quarto ensaio foi realizado um ensaio adicional, totalizando cinco ensaios.

a) Preparação dos corpos de prova

Inicialmente, foi averiguada a quantidade de material existente para os ensaios. Desta análise foi observado que os materiais necessários para os ensaios: basalto/riodacito, brecha e BVA (brecha visícuulo amgdaloidal) estavam na sua grande maioria misturados.

Como procedimento inicial foi executada uma varredura nas caixas de materiais armazenados, e deu-se início ao processo de separação dos blocos maiores de basalto/riodacito, brecha basáltica e BVA.

No caso dos materiais que compuseram 70% da amostra a maioria das partículas utilizada foi de riodacitos. Somente uma pequena parcela foi de basalto, já que estes se apresentavam em maior quantidade nas caixas estocadas da obra.

A partir da peneira # 9,52, a separação da brecha basáltica / BVA do riodacito tornou-se muito difícil, por isso decidiu-se começar a utilizar o material proveniente da preparação de material e ensaios de Pacheco (2005), já que esta utilizou o mesmo material nas mesmas proporções e, pôde na época, realizar a britagem dos blocos maiores no laboratório do DEINFRA, para obtenção dos de menor dimensão. Nesta pesquisa também tentou-se adotar este procedimento de britagem, mas o mesmo foi impossível, já que não foi encontrado um local que possuísse um britador que atendesse a este serviço.

Em resumo, o primeiro ensaio foi composto pelos materiais previamente separados (maior granulometria) e pelos materiais obtidos por Pacheco (2005) (menor granulometria). As frações granulométricas utilizadas foram as obtidas através da curva paralela a de campo, segundo o procedimento apresentado no item 6.2.

Nos demais quatro ensaios foi realizado o reaproveitamento de material, já que havia escassez dos mesmos.

Devido ao reaproveitamento do material nestes ensaios, foram primeiramente realizados os ensaios de menor tensão.

Assumiu-se que no ensaio 1 não houve significativa quebra dos grãos, já que a tensão aplicada foi de apenas 100kPa. Desta forma, na preparação do segundo ensaio, foi reutilizado todo o material. O mesmo só foi homogeneizado novamente e lançado na caixa para a preparação do ensaio.

Como no ensaio 3 a tensão aplicada já foi mais alta que no ensaio 2, 500kPa, decidiu-se que a camada localizada na zona de cisalhamento (toda a terceira camada compactada) seria substituída, e o restante seria reaproveitado.

Os ensaios de número 4 e 5, acima da peneira # 2,4, tiveram todo seu material peneirado, só abaixo desta peneira o material foi reutilizado. Esta decisão foi tomada pois assumiu-se que os materiais abaixo da peneira # 2,4 não tiveram uma quebra significativa nos ensaios anteriores, que influenciasse o resultado do ensaio.

Para compactar o corpo de prova, inicialmente o material composto pelas várias granulometrias era homogeneizado. Após esta homogeneização este material era lançado no interior da caixa de cisalhamento em camadas sempre procurando obter o mínimo de segregação possível. As partículas maiores, retidas na peneira #100 foram colocadas e distribuídas manualmente, estas em todos os ensaios foram colocadas na segunda parte da segunda e quarta camadas.

A quantidade de material, a quantidade de camadas, assim como a altura de cada camada foram definidas com base na densidade de campo, já que o objetivo era simular o mais próximo possível, a condição existente no protótipo.

Após cada camada lançada, era realizado o processo de compactação através de uma placa vibratório PV 2000 fixada na chapa ranhurada do topo. Esta compactação era realizada até alcançar-se a densidade requerida, isto é, o mais próximo ao que foi obtida no campo.

Para a obtenção da densidade desejada foram executadas 5 camadas. Em cada uma destas camadas, na sua metade também era realizada uma compactação. Isto significa que primeiramente colocava-se só a metade da camada e fazia-se uma rápida compactação, logo em seguida colocava-se o restante daquela camada, e fazia-se uma compactação mais prolongada até se atingir a densidade desejada daquela camada.

As alturas definidas em cada camada foram: primeira camada: 14,6cm, segunda, terceira e quarta camada: 14,2cm e última camada com 11,74cm. Esta diferença na altura das camadas, seguiu a mesma metodologia adotada por Hummes (2007), na que com a diferença de altura procurou-se alinhar o centro da terceira camada com o plano de ruptura imposto, reduzindo o efeito de deslizamento dos planos de contato de camadas adjacentes, que são planos preferências de ruptura.

A quantidade de material utilizado em cada ensaio variou de 648,1 a 652,9 kg.

Para facilitar e garantir o controle das alturas das camadas, estas foram demarcadas nas paredes internas da caixa de cisalhamento.

Abaixo estão apresentadas algumas fotos deste processo, que engloba:

- a) homogeneização do material (Figura 6.7-a);
- b) lançamento do material por camadas (Figura 6.7-b);
- c) compactação das camadas (Figura 6.7-d).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 6.7 – Preparação da amostra: (a) material já homogeneizado, conseqüentemente pronto para ser utilizado no ensaio; (b) material lançado na caixa; (c) material sendo compactado por camadas; (d) material após compactação

Após a etapa de compactação, partiu-se para os ajustes finais para a execução do ensaio, que englobam o posicionamento da placa de carga, das células de carga tanto para medir o esforço vertical, como o esforço cisalhante, e por fim a locação dos transdutores de deslocamento (LVDT's) para medir o deslocamento da placa de carga tanto no movimento de rotação como de translação vertical.

Na Figura 6.8 e Figura 6.9 são apresentadas fotos da locação dos LVDT'S, além de uma planta e uma seção com posicionamento dos mesmos.

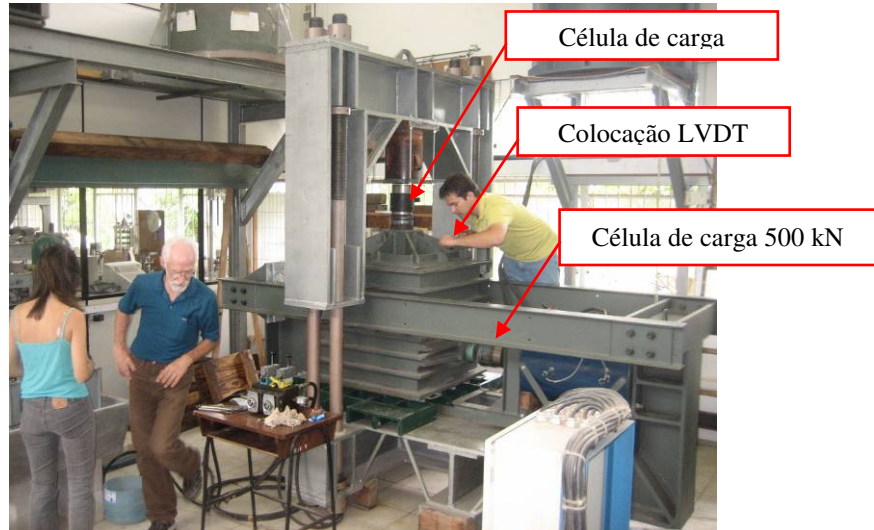
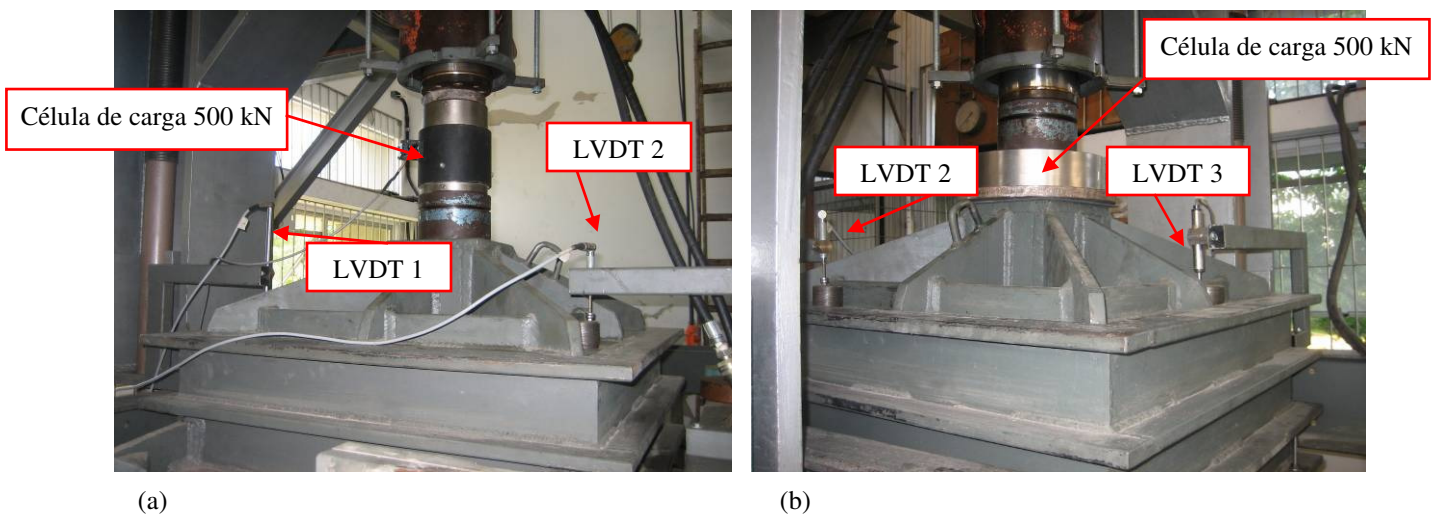


Figura 6.8 – Ensaio sendo finalizada a montagem



(a)

(b)

Figura 6.9 – Ensaio com a célula de carga posicionada e LVDT's: (a) detalhe dos LVDT's 1 e 2; (b) detalhe dos LVDT's 2 e 3

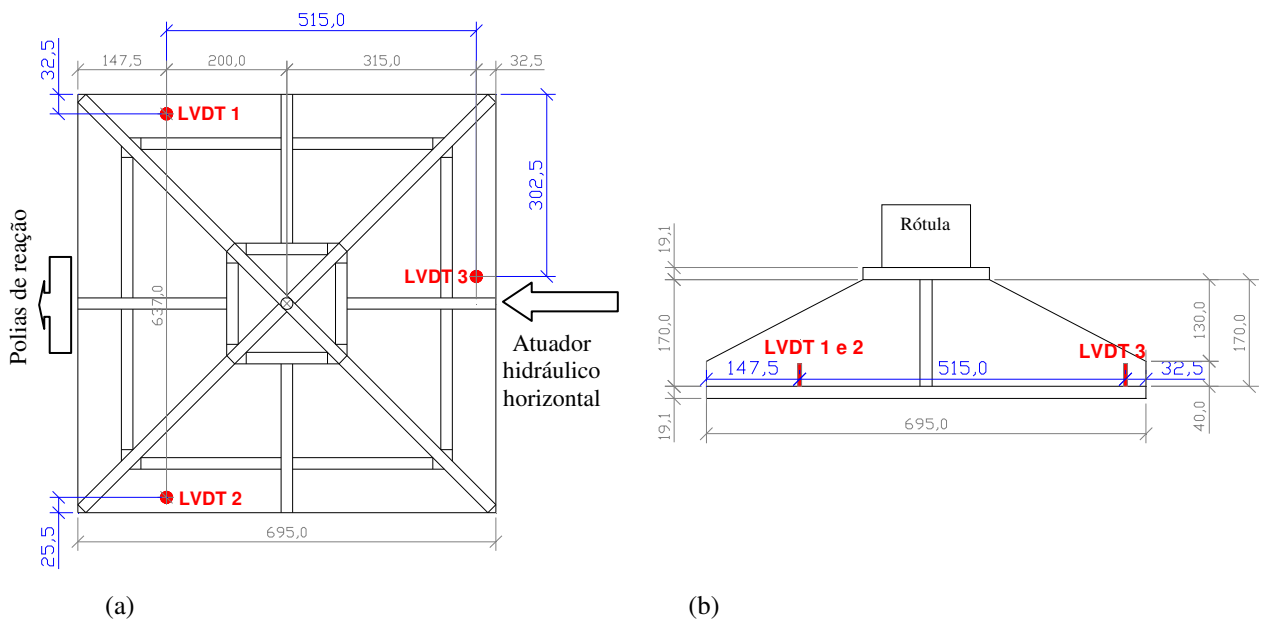


Figura 6.10 – Locação dos transdutores de deslocamento (LVDT's): (a) planta esquemática; (b) seção esquemática

b) Execução do ensaio

Para a obtenção da envoltória de resistência foi definido que seriam ensaiados quatro corpos de prova. Os esforços aplicados foram definidos com base na capacidade máxima que o equipamento permite simular.

As tensões normais de consolidação aplicadas em cada ensaio foram 100kPa para o primeiro ensaio, 300kPa para o segundo ensaio, 500kPa para o terceiro ensaio e 700kPa para o quarto e quinto ensaio.

Como já citado, o quarto ensaio apresentou problemas, este problema não ocorreu no equipamento, e sim na célula de carga utilizada para medir a tensão normal. Este problema pôde ser averiguado nos resultados obtidos, que não eram compatíveis aos resultados esperados. Por isso decidiu-se repetir o ensaio com esta tensão de 700kPa e desconsiderar o ensaio 4.

O ensaio, como o cisalhamento convencional, é dividido em duas etapas, a consolidação e o cisalhamento.

Na etapa de consolidação foi aplicado o esforço vertical para atingir a tensão normal desejada. Como a tensão normal era controlada por meio de um atuador hidráulico, acionado por uma bomba de óleo elétrica e controlada manualmente por meio de válvulas direcionais, houve a

necessidade de um cuidado especial para manter o esforço requerido, até o final do estágio de cisalhamento, principalmente nos ensaios com tensões mais baixas onde o enrocamento tinha uma maior tendência a dilatar e conseqüentemente o controle do pistão era mais solicitado.

Após a estabilização das deformações verticais, decorrentes da tensão de consolidação, iniciou-se o processo de cisalhamento, sem alteração da carga vertical. A velocidade de aplicação do cisalhamento foi de 0,8mm/min, tendo sido mantida constante durante todo o trajeto de deslocamento da caixa inferior do equipamento.

Esta velocidade foi escolhida com base na velocidade utilizada por Maia (2001) que foi de 1,05mm/ min para amostras de 1,00m de lado e 0,6m de altura e de 0,45mm/ min para amostras de 0,30m de lado e 0,20m de altura.

c) Cálculo do ensaio

Como a tensão normal aplicada na amostra apresenta perda de carga por atrito entre o corpo de prova e a parede interna da caixa de cisalhamento, a tensão normal no plano de ruptura era menor que a inicialmente aplicada.

Para a obtenção desta tensão real, denominada “tensão normal líquida”, a força de atrito deveria ser medida durante a realização do ensaio. Tendo em vista que o mesmo não permite esta medição de atrito, adotou-se a mesma metodologia de Hummes (2007), na qual a perda de carga foi estimada com base no ensaio de compressão unidimensional, neste caso realizado por Pacheco (2005), já que a mesma conseguiu medir este atrito. O ensaio de Pacheco usado como base foi o de número 1 por mais se assemelhar aos executados nesta dissertação, uma vez que este ensaio 1 foi realizado sem a adição de água. Os dados utilizados de Pacheco são os apresentados na Figura 6.11, a qual mostra a relação entre a força de atrito total e a força vertical efetiva global.

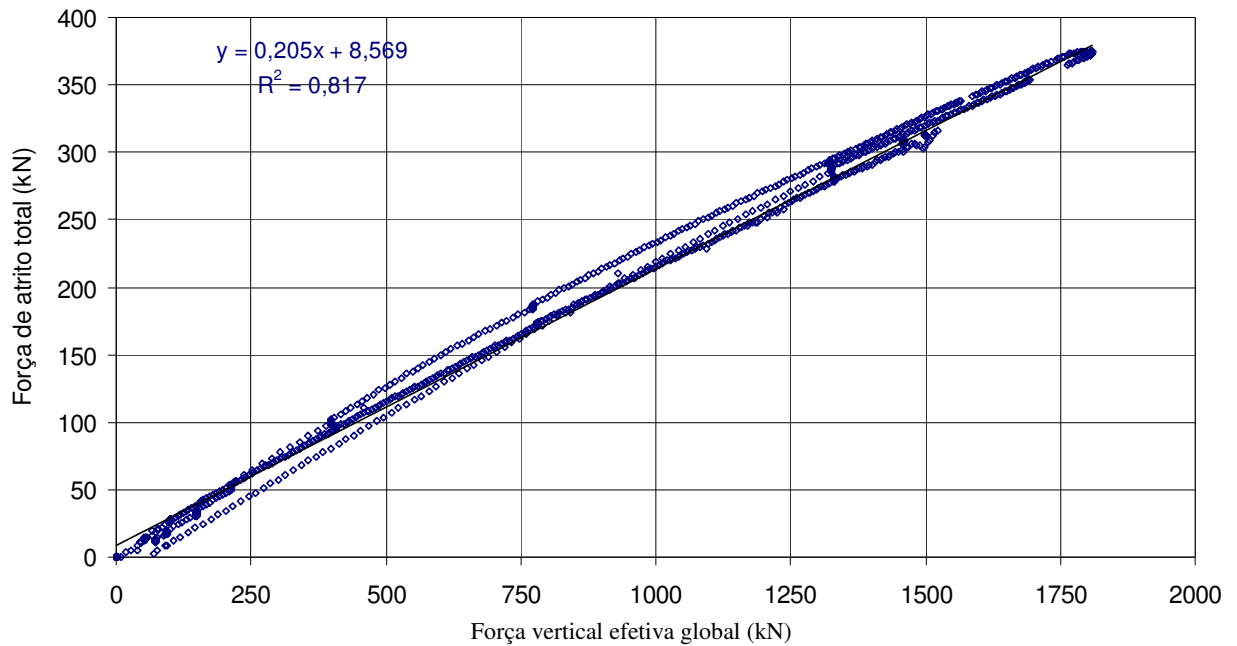


Figura 6.11 – Ensaio 1 – Força de atrito total (kN) x Força vertical efetiva global (kN) - (Pacheco, 2005)

Para os cálculos admitiu-se que o ângulo de atrito entre o corpo de prova e a parede interna da caixa de cisalhamento era o mesmo que entre o corpo de prova e a parede interna da célula de compressão unidimensional.

Como estes equipamentos possuem dimensões diferentes, correlações foram realizadas em relação às dimensões das mesmas.

O procedimento adotado, portanto, para a obtenção da perda de atrito no ensaio de cisalhamento direto foi o seguinte:

Primeiramente calculou-se as perdas ocorridas no ensaio de compressão até a profundidade de 35 cm, que equivale a altura média da caixa de cisalhamento. Com isso foi possível obter a perda por unidade de área, que neste caso a área obtida foi de 1,10m². Obtida a perda por unidade de área multiplicou-se a mesma pela área equivalente do cisalhamento direto (0,98m²). Conseqüentemente obteve-se a força de atrito.

CAPÍTULO 7. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE PARCIAL DOS RESULTADOS

7.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo refere-se à apresentação dos dados dos ensaios de caracterização e cisalhamento direto, conforme metodologia apresentada no capítulo 6. Além da apresentação dos resultados será realizada uma análise sobre os dados obtidos e uma comparação com os dados de outros autores que realizaram ensaios similares com materiais semelhantes.

7.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Neste item são apresentados os resultados e análises de todos os ensaios de caracterização realizados.

7.2.1 Análise granulométrica e quebra das partículas

A Figura 7.1 apresenta a curva obtida como “padrão” para os ensaios de cisalhamento direto de grandes dimensões, respeitando a relação entre a dimensão mínima da amostra (D) e dimensão máxima da partícula (D_{Max}), segundo a metodologia apresentada no item 6.2.1.

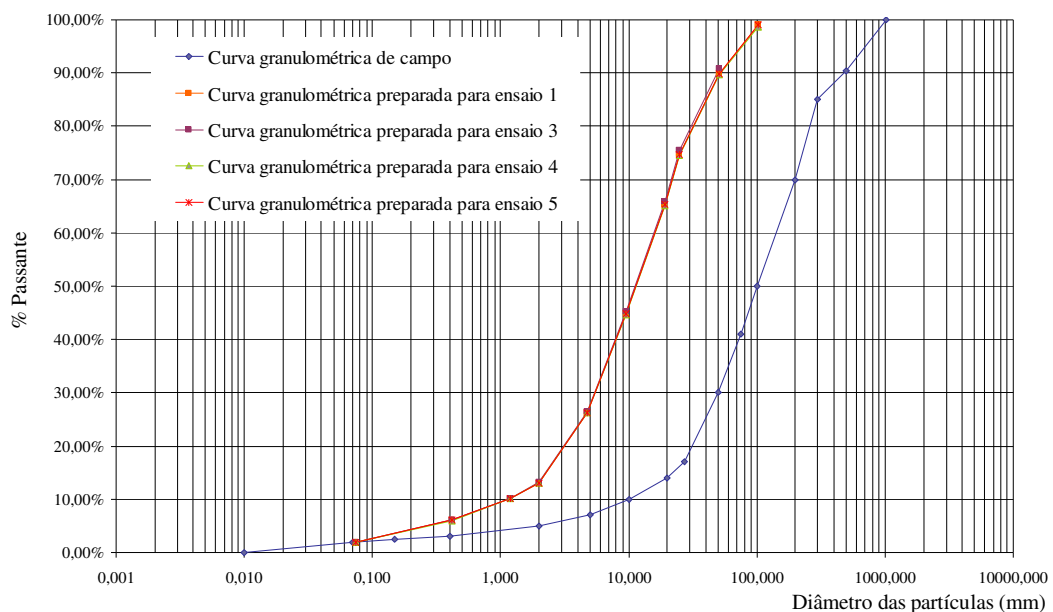


Figura 7.1 – Curva granulométrica de campo e sua curva granulométrica paralela preparada para os ensaios de laboratório

Como pode ser observado no gráfico apresentado, as curvas granulométricas preparadas para o ensaio de laboratório praticamente coincidem uma sobre as outras, uma vez que todas foram preparadas para ter a mesma granulometria.

As Figura 7.2 e a Figura 7.3 apresentam a curva granulométrica obtida nos ensaios 1, 3 e 5, antes e após os ensaios.

Na Figura 7.2 é apresentada a curva granulométrica obtida para o ensaio 1, e a curva granulométrica obtida após o ensaio 3, as duas estão apresentadas juntas devido ao ensaio 2 e grande parte do ensaio 3 serem reaproveitamento do ensaio 1. Devido a isto também foi calculado o grau de fraturamento, B_g , entre estas duas curvas, através da metodologia apresentada no item 6.2.2. O grau de fraturamento, B_g , calculado para as curvas foi de 1%.

No ensaio 5 foi possível realizar o peneiramento antes e após o ensaio, como mostra a Figura 7.3. Neste caso também foi calculado o grau de fraturamento, e o mesmo foi de 2%.

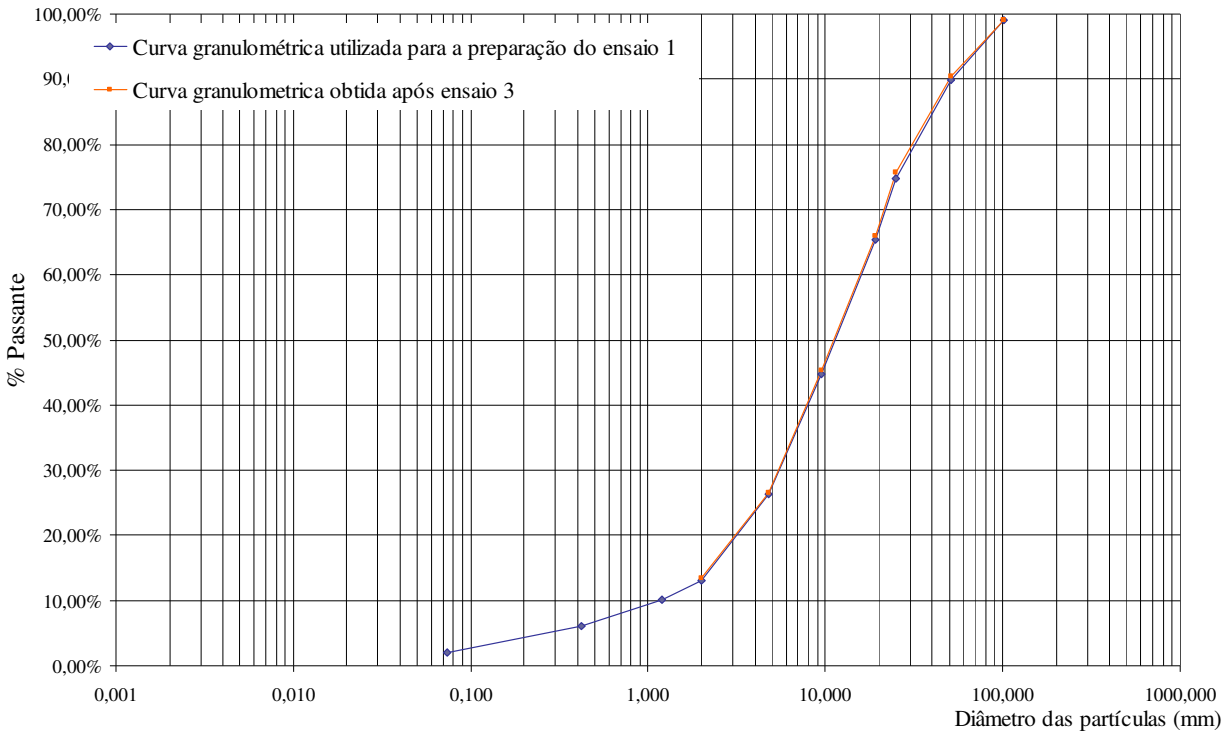


Figura 7.2 – Curva granulométrica preparada para o ensaio 1 e curva granulométrica obtida após o ensaio 3

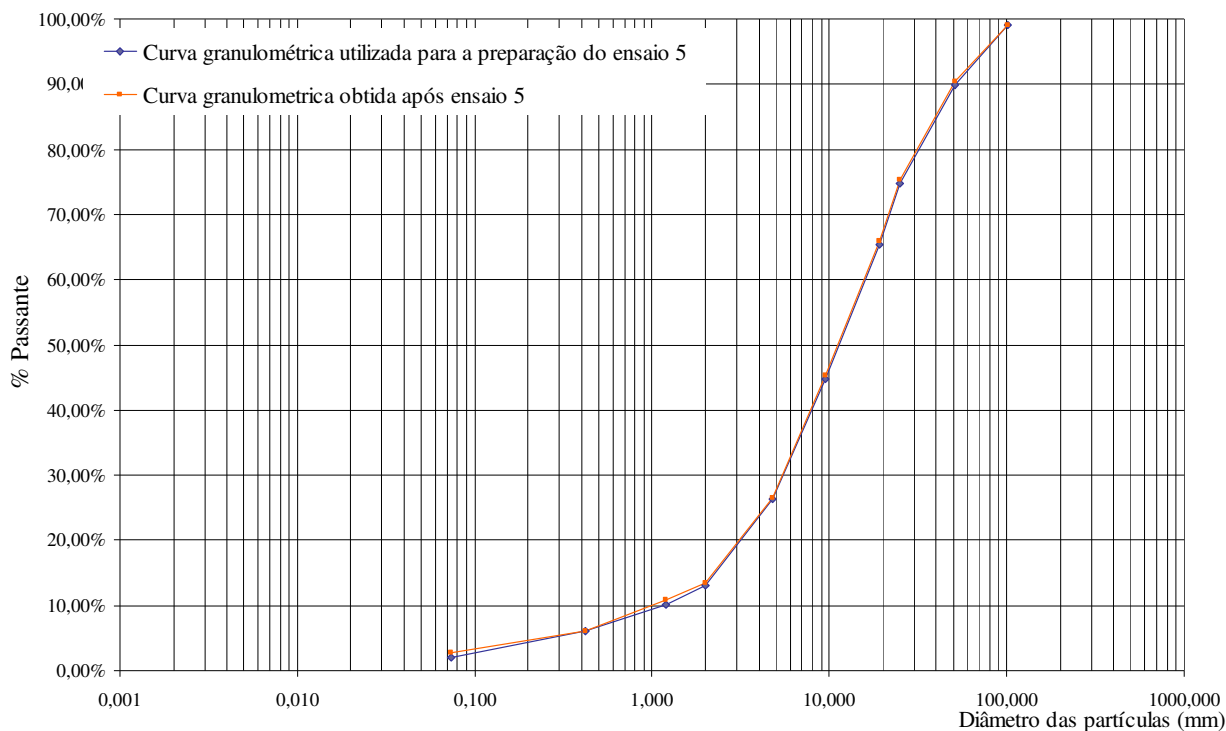


Figura 7.3 – Curva granulométrica preparada para o ensaio 5 e curva granulométrica obtida após o ensaio 5

O coeficiente de uniformidade C_u e de curvatura C_c obtidos nas curvas antes do ensaio são apresentados na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Coeficientes de uniformidade C_u e de curvatura C_c

Ensaio	C_u	C_c
Ensaio 1/3	13,23	1,42
Ensaio 5	12,91	1,51

Como pode ser observado na Figura 7.2 e Figura 7.3 acima apresentadas, o grau de fraturamento obtido nos ensaios realizados não foi alto, se comparado aos obtidos por Pacheco (2005), no ensaio de compressão unidimensional, que ficaram em torno de 5,6% no ensaio 1 e 4,9 % no ensaio 2.

Os coeficiente de uniformidade C_u e de curvatura C_c mostram que as curvas são bem graduadas.

7.2.2 Massa específica das partículas

Os resultados de massa específica das partículas das amostras dos ensaios estão apresentados na Tabela 7.2.

Tabela 7.2 – Massa específica das partículas

Ensaio	Rioadacito	Brecha / BVA	Média ponderada
Massa específica das partículas (kN/m ³)	25,9	22,5	24,8

7.2.3 Densidade relativa

A densidade relativa foi calculada através da obtenção da máxima específica máxima e mínima da amostra como descrito no item 6.2.4. Na Tabela 7.3 são apresentas as mesmas.

Tabela 7.3 – Máxima específica máxima e mínima da amostra

Ensaio para obtenção da densidade relativa	Massa específica mínima (kN/m ³)	Índice de vazios máximo	Massa específica máxima (kN/m ³)	Índice de vazios mínimo
	15,9	0,56	21,2	0,17

Nos ensaios realizados em campo na época da construção da usina a densidade média “in situ” obtida foi de 20kN/m³, através desta densidade e das massas específicas máximas e mínimas obtidas no ensaio realizado em laboratório chegou-se a densidade relativa de 82%.

7.2.4 Coeficiente de Forma

O coeficiente de forma, como descrito no item 6.2.4, foi obtido por dois métodos, o método conforme a NBR 7809 e pela metodologia de Marsal (1973). Na Tabela 7.4 estão apresentados os resultados alcançados.

Tabela 7.4 – Coeficiente de forma obtidos neste trabalho

Faixa granulométrica	Norma NBR 7809.		Metodologia de Marsal (1973),	
	Riodacito	Brecha / BVA	Riodacito	Brecha / BVA
101,6 a 50,8 mm	2,8	1,9	0,74	0,85
50,8 a 25,4 mm	2,5	2,2	0,62	0,80
25,4 a 19,1 mm	3,3	2,0	0,65	0,70
19,1 a 9,5 mm	2,7	2,4	0,65	0,75

Como pode ser observado em ambos os métodos não ocorrem variação significativa no coeficiente de forma em relação ao diâmetro nominal das partículas. No entanto, os dois métodos apresentam uma diferença significativa nos valores de coeficiente de forma.

Analisando os resultados obtidos pelo método de Marsal (1973), podemos verificar que os valores obtidos encaixam-se muito próximos a curva 3 apresentada pelo mesmo em 1973 (Figura 7.4) que referencia os fatores de forma para diversos tipos de partículas. No contorno desta curva 3 estão as partículas cilíndricas e elipsoidais, nas quais se enquadram as partículas prismoidais com cantos arredondados e pontiagudos e as partículas arredondadas, o que é coerente com as partículas estudadas, que apresentam em sua maioria estas formas.

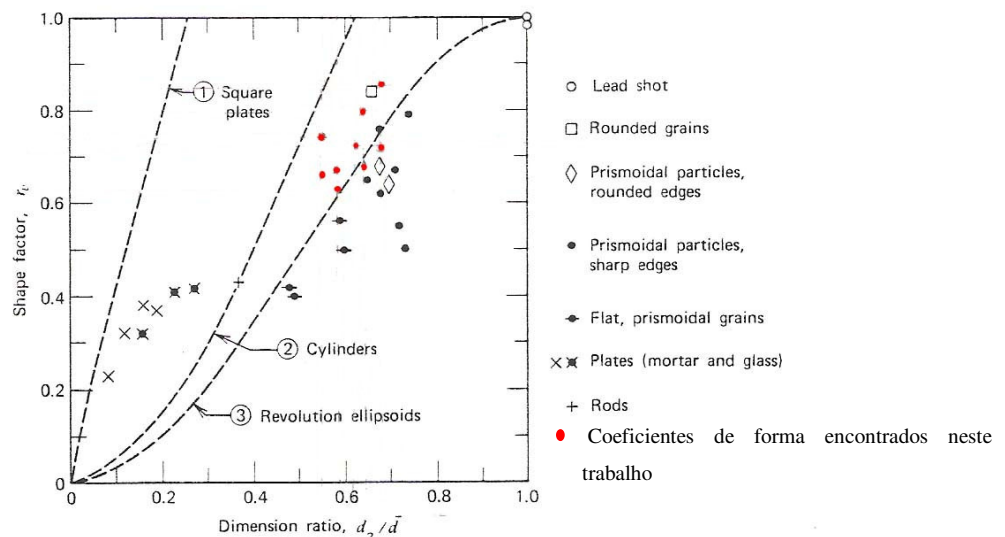


Fig. 1. Shape factor for several types of particles.

Figura 7.4 – Figura do gráfico apresentado por Marsal (1973) sobre a coeficiente de forma dos grãos, e os valores de coeficientes de forma obtidos neste trabalho em vermelho

Fazendo ainda uma comparação dos dados médios obtidos por Pacheco (2005) com os obtidos neste trabalho, ambos realizados pela metodologia de Marsal (1973), temos também valores próximos, visto que estes são provenientes do mesmo material.

Tabela 7.5 – Comparação entre os coeficientes de forma obtidos neste trabalho e por Pacheco (2005)

Metodologia de Marsal (1973)		
	Riodacito	Brecha / BVA
Trabalho Atual	0,70	0,80
Pacheco (2005)	0,90	1,00

7.3 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Neste item serão apresentados e analisados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados. Assim como a envoltória de ruptura obtida.

Vale lembrar que as tensões normais aplicadas para os ensaios foram: 100, 300, 500 e 700kPa e que todos os ensaios foram realizados com a amostra no estado de compactação existente no protótipo.

A nomenclatura utilizada para denominar cada ensaio é:

- Ensaio 1 – tensão normal aplicada de 100kPa
- Ensaio 2 – tensão normal aplicada de 300kPa
- Ensaio 3 – tensão normal aplicada de 500kPa
- Ensaio 5 – tensão normal aplicada de 700kPa

7.3.1 Ensaio 1

No ensaio 1 foi utilizada uma tensão normal de consolidação de aproximadamente 100kPa. As Figura 7.5 e Figura 7.6 apresentam os resultados obtidos neste ensaio, assim como as análises de cada uma das figuras.

A Figura 7.5 apresenta a tensão normal x tempo x deformação vertical específica aplicada na fase de consolidação. Como pode ser observado pelo gráfico ocorre, em alguns pontos, uma pequena oscilação da tensão normal ao longo da consolidação. A máxima variação girou em torno de 6% para abaixo e 4% para cima da tensão de 100kPa. Este fato foi verificado em todos os ensaios realizados, pois como já citado o controle do sistema hidráulico era manual.

Em relação às deformações observadas durante esta etapa, constata-se que as mesmas apresentaram variação no início com o aumento da carga aplicada, mas rapidamente se estabilizaram.

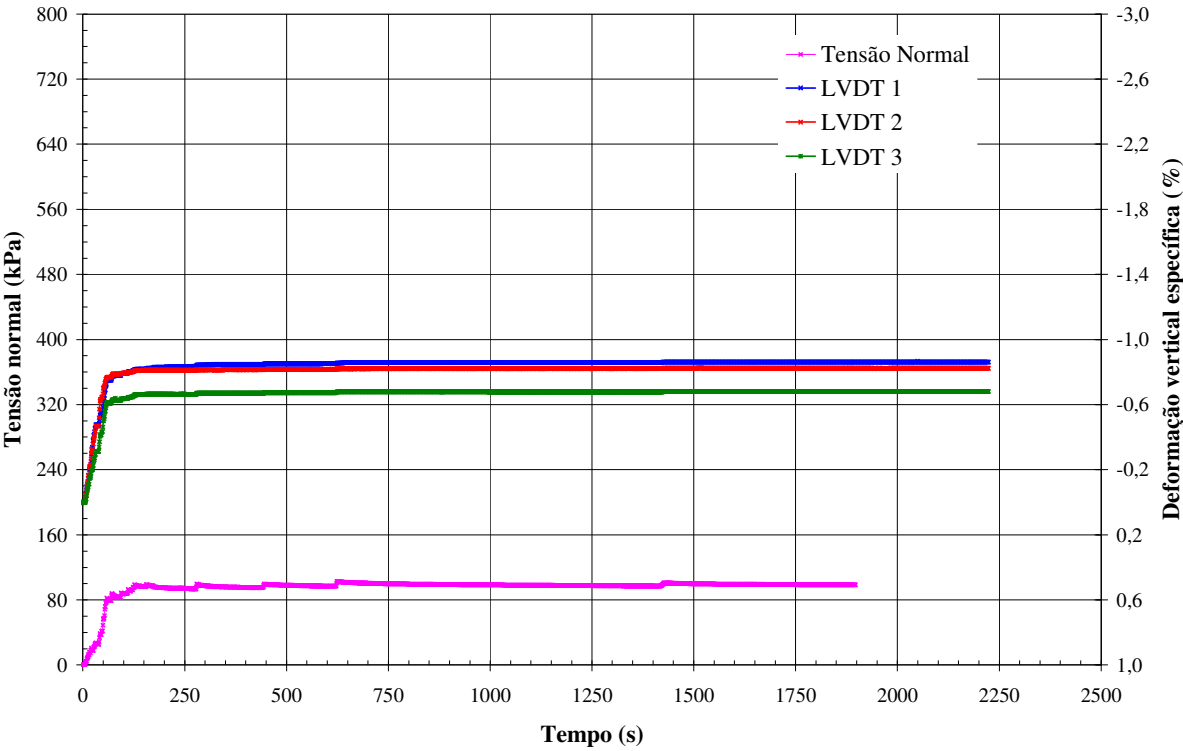


Figura 7.5 – Ensaio 1 – Tensão normal x tempo x deformação vertical específica durante o estágio de consolidação

A Figura 7.6 apresenta a tensão cisalhante x deformação cisalhante específica, a deformação vertical específica x deformação cisalhante específica e o ângulo de rotação da placa de carga x o deslocamento horizontal.

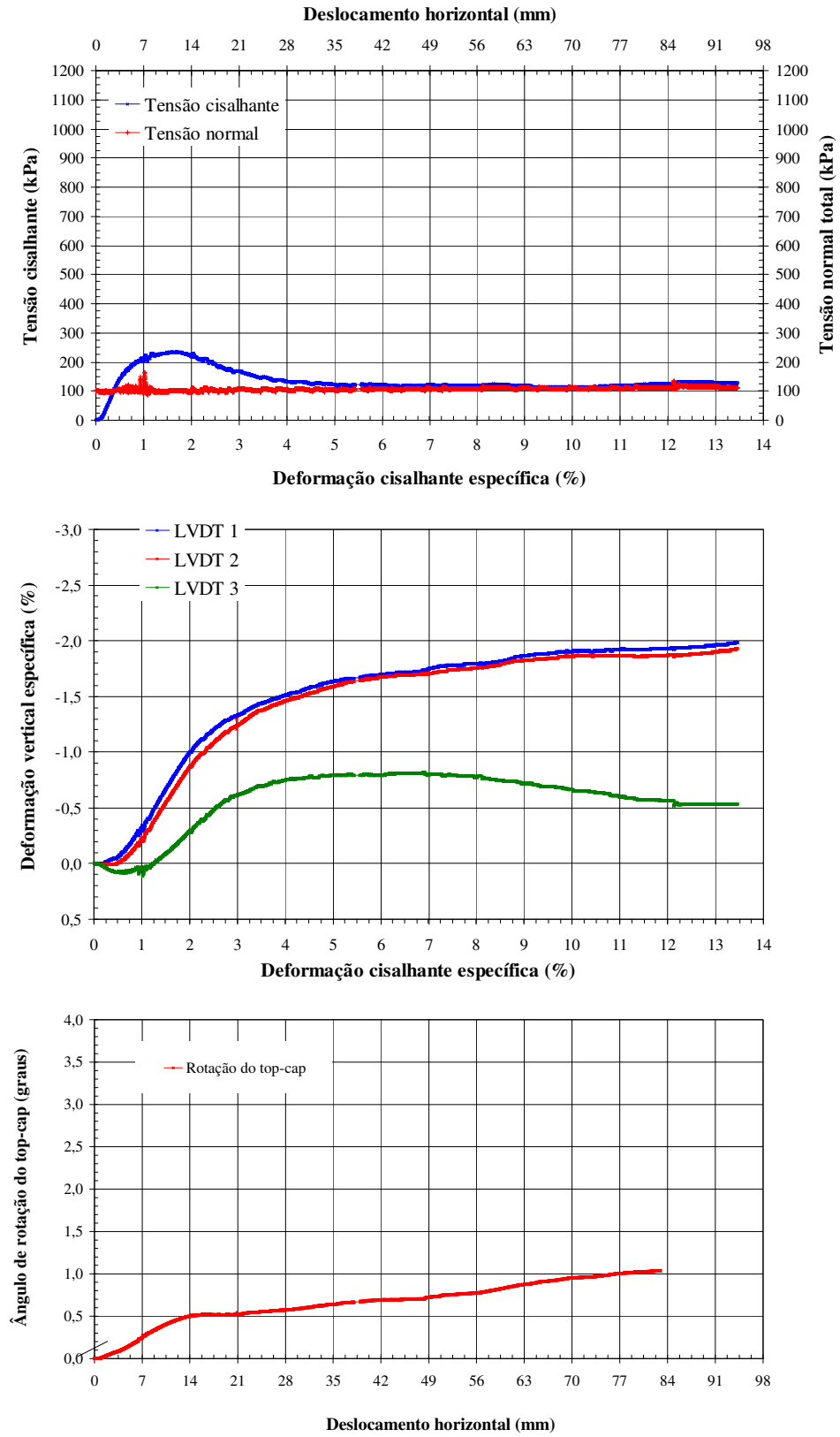


Figura 7.6 – Ensaio 1 – Curvas tensão-deformação e ângulo de rotação da placa de carga x deslocamento horizontal

Como pode-se observar nestas figuras apresentadas, ocorre um significativo aumento da tensão cisalhante. Ainda com pequenas deformações, a tensão cisalhante atinge o pico com deformações em torno de 1,70%. A partir deste ponto a tensão cisalhante cai bruscamente até atingir a estabilização em torno de 5% da deformação.

Os deslocamentos medidos pelos LVDT 1 e o LVDT 2, ambos localizados mais próximos as polias de reação apresentam um comportamento dilatante, enquanto o LVDT 3, localizado mais próximo ao ponto de aplicação da carga do atuador hidráulico horizontal apresenta um comportamento inicial de redução de volume, e logo após passa a apresentar um comportamento dilatante.

Em ambas figuras, Figura 7.5 e Figura 7.6 constata-se ainda que as variações da tensão normal, são também observadas na tensão cisalhante e nas deformações verticais específicas.

Ainda nos gráficos pode-se observar que o ângulo de rotação da placa de carga apresenta um comportamento linear até a ruptura do material (~12mm), em seguida o mesmo fica um pequeno período sem movimentação(14mm a 21mm), e logo volta a apresentar rotação, provavelmente, devido ao rearranjo das partículas. A Figura 7.7 apresenta um desenho esquemático demonstrando o ângulo de rotação calculado nos ensaios de cisalhamento.

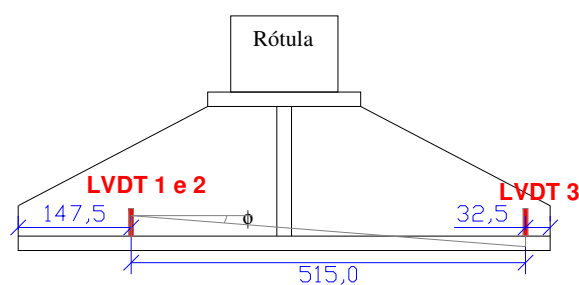


Figura 7.7 – Ensaio 1 – Desenho esquemático demonstrando o ângulo de rotação calculado em todos os ensaios

Na Figura 7.8 pode ser verificado o comportamento dilatante do material, este foi observado visualmente no decorrer do ensaio, principalmente entre a caixa inferior e a superior, uma vez que os rolamentos da caixa superior que ficam inicialmente apoiados sobre a caixa inferior, chegaram a ter uma folga de 1cm ou mais, como mostra a Figura 7.8.

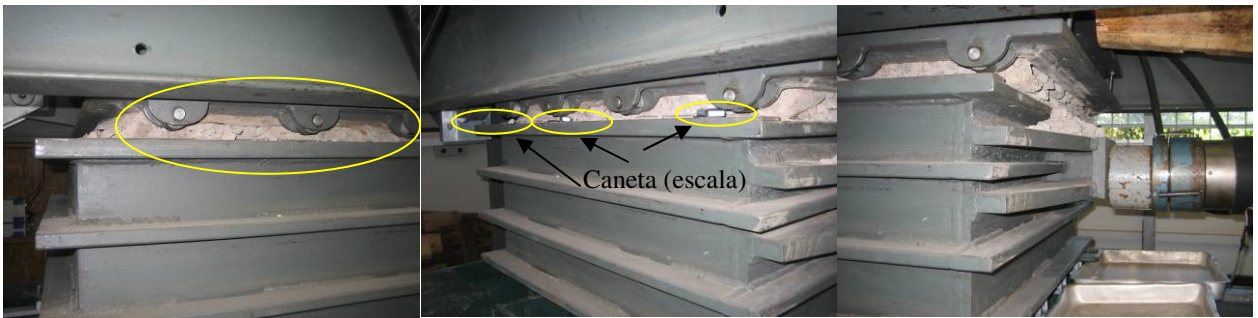


Figura 7.8 – Ensaio 1 – Comportamento observado ao longo do ensaio: caixa superior deixa de ficar apoiada no interior devido ao comportamento dilatante do material

7.3.2 Ensaio 2

No ensaio 2 foi utilizada uma tensão normal de consolidação de aproximadamente 300kPa. As Figura 7.9 e Figura 7.10 apresentam os resultados obtidos neste ensaio, assim como as análises de cada uma das figuras.

A Figura 7.9 apresenta a tensão normal x tempo x deformação vertical específica aplicada na fase de consolidação. Como pode ser observado pelo gráfico também ocorre uma oscilação de 8% para baixo e 3,0% para cima em relação a tensão normal, neste caso de 300 kPa.

Em relação às deformações observadas durante esta etapa, constata-se que, até para a tensão normal de 160kPa, ocorreu uma rápida deformação. A partir deste ponto as deformações começaram a dar indícios de estabilização. Quando a carga atingiu 300kPa as deformações se estabilizaram.

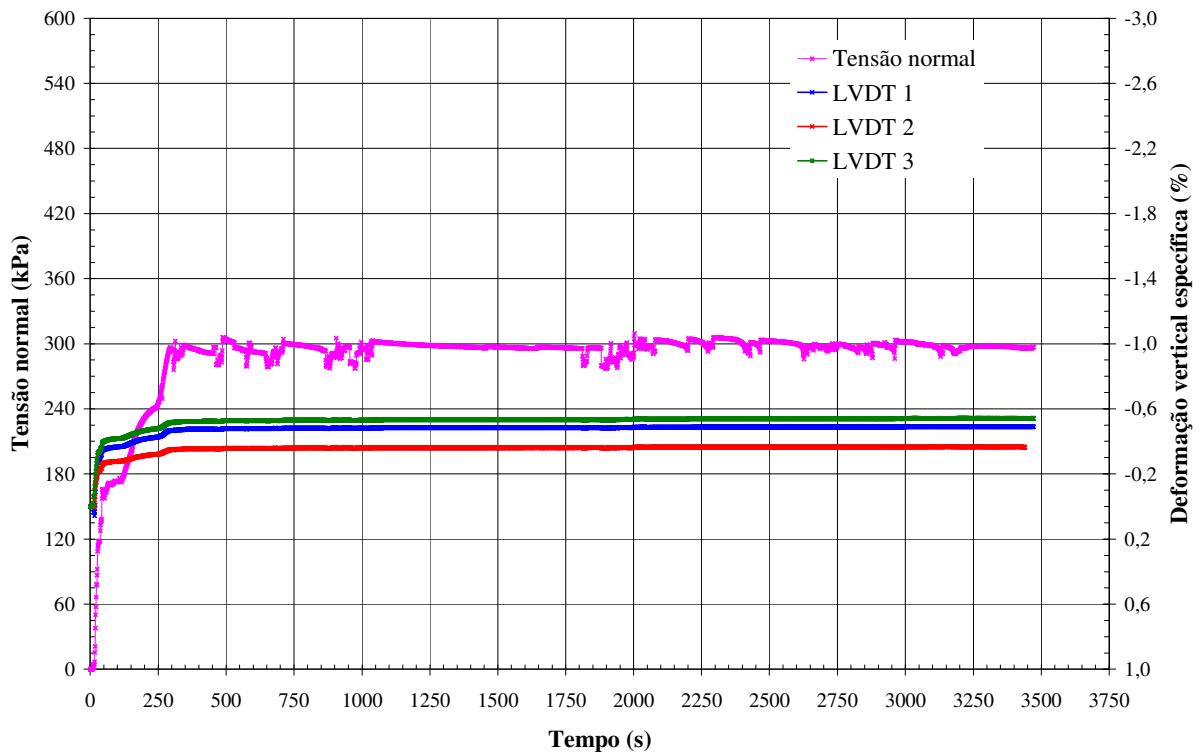


Figura 7.9 – Ensaio 2 – Tensão normal x tempo x deformação vertical específica durante o estágio de consolidação

As figuras abaixo apresentam o comportamento observado na fase de cisalhamento.

A Figura 7.10 apresenta a deformação cisalhante específica x tensão cisalhante, a deformação vertical específica x deformação cisalhante específica e o ângulo de rotação da placa de carga x deslocamento horizontal.

Nas figuras apresentadas abaixo, nota-se que o pico de ruptura foi atingido rapidamente, com a deformação na ordem de 2%. A partir deste ponto verifica-se uma brusca queda da tensão cisalhante.

Os transdutores de deslocamento LVDT 1 e LVDT 2 apresentam um comportamento dilatante desde o início do ensaio. Enquanto o LVDT 3 apresenta uma redução de volume inicial, mas a partir da ruptura começa a apresentar também um comportamento dilatante. Este comportamento dilatante também foi observado visualmente durante o ensaio, como mostra a Figura 7.11. Já o ângulo de rotação da placa de carga não apresentou um comportamento tão linear quanto o ensaio 1, mas teve uma tendência de linearidade até atingir a ruptura (deslocamento horizontal ~14mm). A partir daí passou por um período com uma tendência a estabilização (deslocamento horizontal entre 19 a 35mm) e voltou a rotacionar.

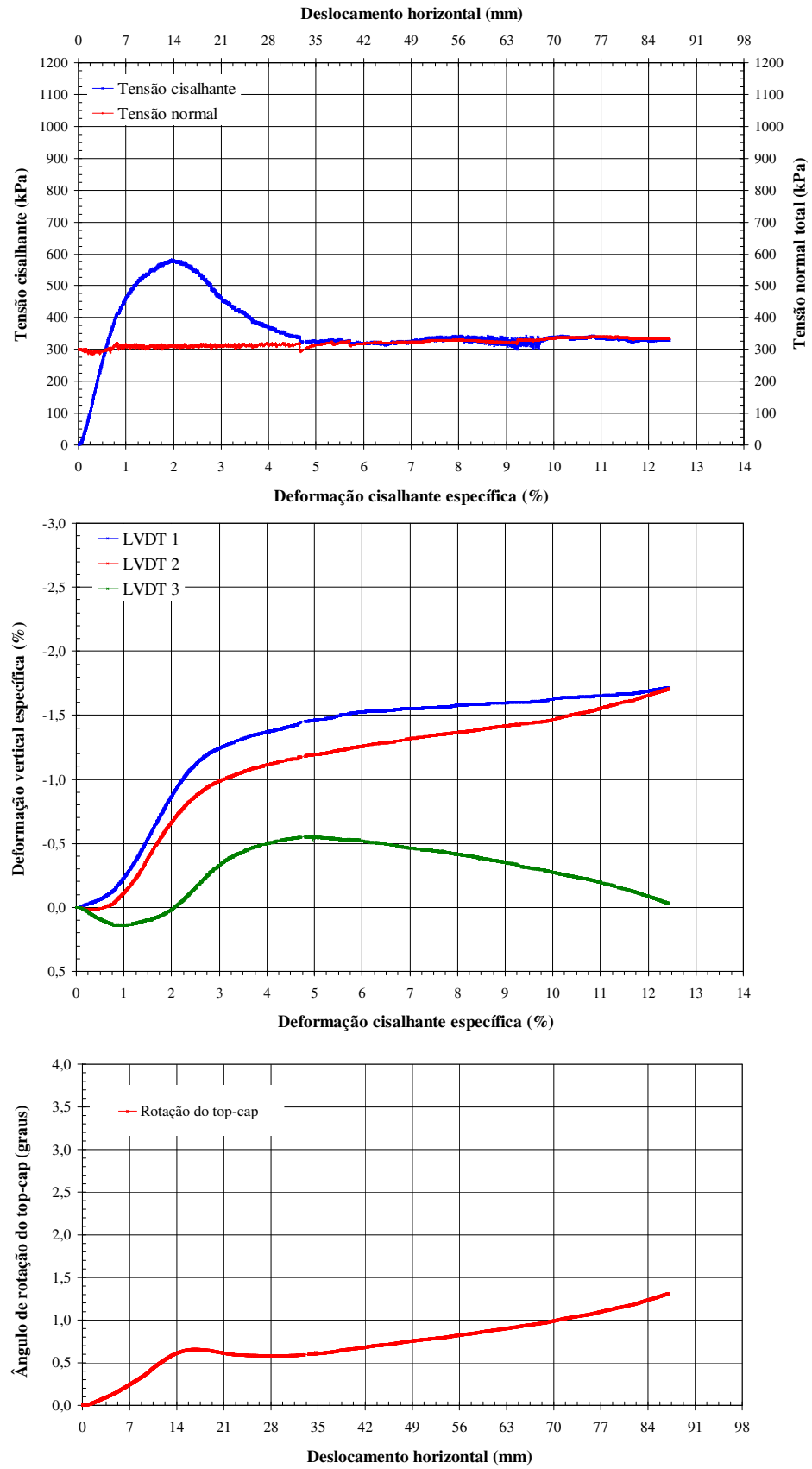


Figura 7.10 – Ensaio 2 – Curvas tensão-deformação e ângulo de rotação da placa de carga x deslocamento horizontal



Figura 7.11 – Ensaio 2 – Comportamento observado ao longo do ensaio: caixa superior deixa de ficar apoiada no interior devido ao comportamento dilatante do material

7.3.3 Ensaio 3

No ensaio 3 foi utilizada uma tensão normal de consolidação de aproximadamente 500kPa. As figuras abaixo apresentam os resultados obtidos neste ensaio, assim como as análises de cada uma das figuras.

A Figura 7.12 apresenta a tensão normal x tempo x deformação vertical específica aplicada na fase de consolidação. Neste ensaio foi mais difícil conseguir manter a carga constante. Como pode ser observado ocorre uma maior oscilação da tensão normal. As variações ficam em torno 9,0% para abaixo e 5,0% para acima em relação a tensão normal de 500kPa.

Em relação às deformações observadas durante esta etapa, constatou-se que as mesmas apresentam uma variação inicial com o aumento da carga aplicada, mas rapidamente estabilizam-se.

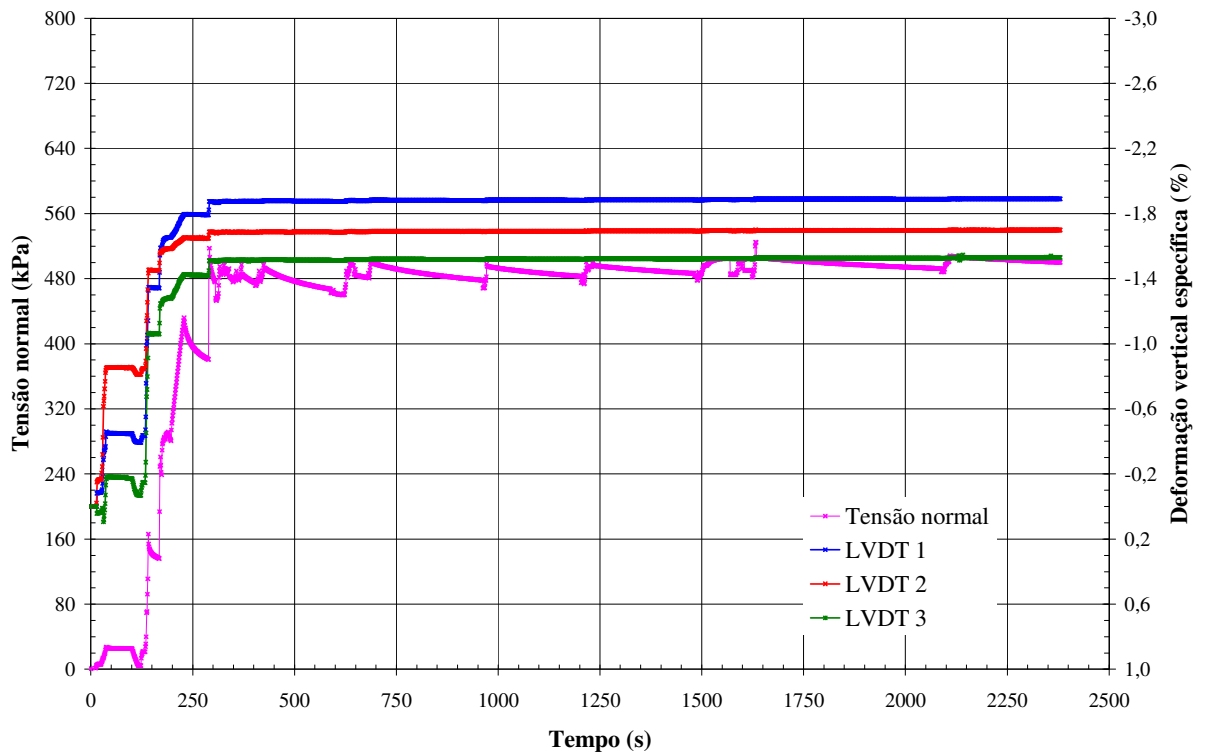


Figura 7.12 – Ensaio 2 – Tensão normal x tempo x deformação vertical específica durante o estágio de consolidação

As figuras abaixo apresentam o comportamento observado na fase de cisalhamento.

A Figura 7.13 apresenta a variação da tensão cisalhante x deformação cisalhante específica, a deformação vertical específica x deformação cisalhante específica e o ângulo de rotação da placa de carga x deslocamento horizontal durante o ensaio.

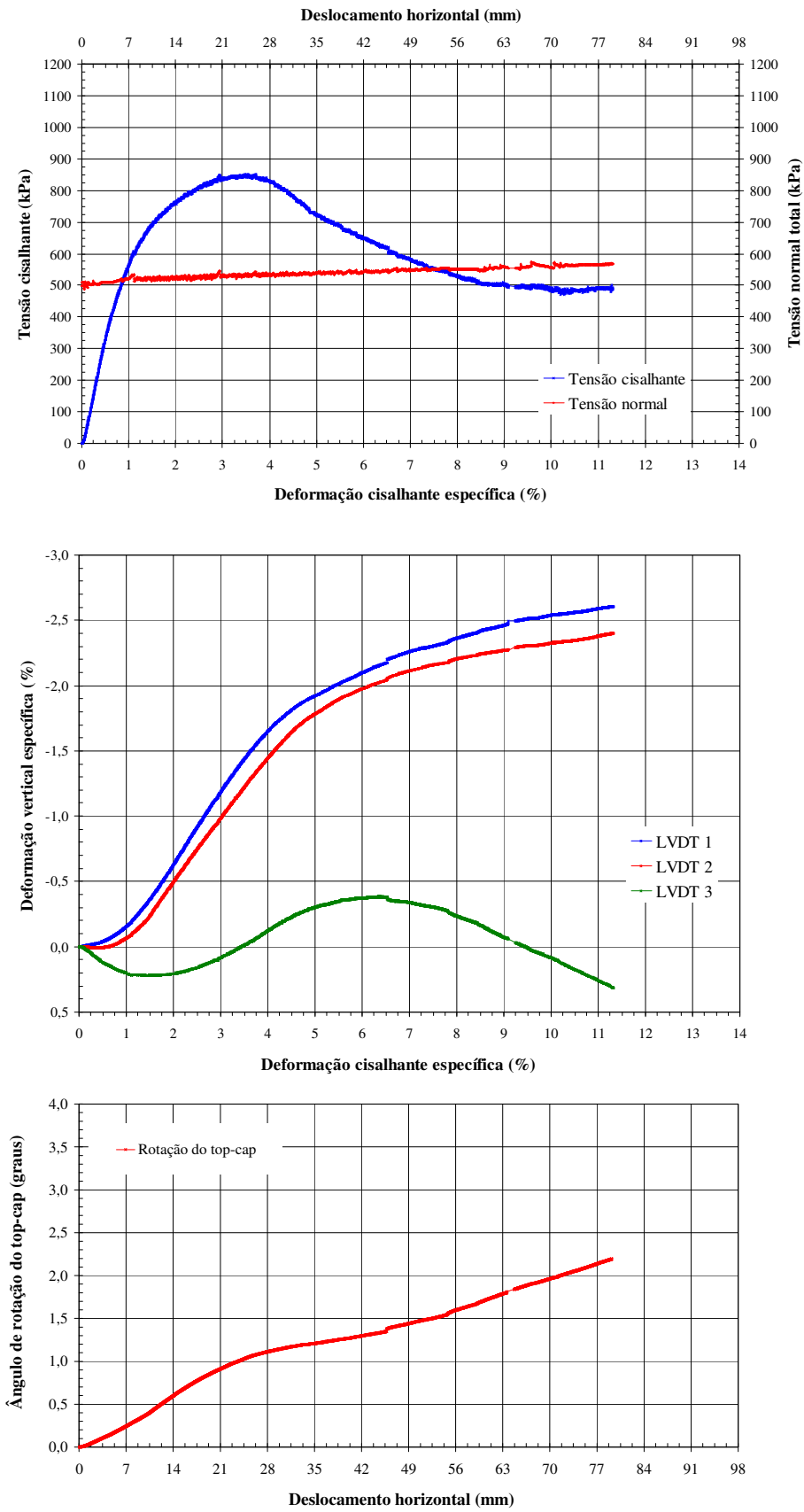


Figura 7.13 – Ensaio 3 – Curvas tensão-deformação e ângulo de rotação da placa de carga x deslocamento horizontal

Neste ensaio observa-se um rápido acréscimo da tensão cisalhante, a mesma atingiu o pico com a deformação cisalhante específica em torno de 3,70%. Após ter atingido o pico, a tensão cisalhante teve uma queda rápida, onde a partir da tensão cisalhante de 500kPa estabilizou-se.

Os LVDT 1 e 2 continuam a apresentar o mesmo comportamento dos ensaios anteriores, isto é comportamento dilatante, contudo o LVDT 3 próximo ao ponto de aplicação da carga apresentou uma redução de volume, e logo após a ruptura começou a apresentar um comportamento dilatante, porém seguido de um nova redução de volume. Este comportamento dilatante foi observado visualmente no laboratório como mostra a Figura 7.14.

Em relação a rotação da placa de carga, o mesmo segue a tendência dos outros ensaios, onde a rotação apresenta um comportamento linear, e a partir da ruptura apresenta uma mudança de comportamento, a qual possivelmente esta ligado ao rearranjo das partículas.



Figura 7.14 – Ensaio 3 – Comportamento observado ao longo do ensaio: caixa superior deixa de ficar apoiada no interior devido ao comportamento dilatante do material

7.3.4 Ensaio 5

No ensaio 5 foi utilizada uma tensão normal de consolidação de aproximadamente 700kPa. As figuras abaixo apresentam os resultados obtidos neste ensaio, assim como as análises de cada uma das figuras.

A Figura 7.15 apresenta a tensão normal x tempo x deformação vertical específica aplicada na fase de consolidação. Como pode ser observado em alguns pontos durante a fase de consolidação

o controle manual tornou-se bastante difícil, o que acarretou alguns picos da tensão normal, estas oscilações tiveram uma variação na ordem de 8,65% para baixo e 1,30% para cima.

Já as deformações observadas durante esta etapa, constatou-se que as mesmas apresentam uma rápida deformação até a carga de aproximadamente 99kPa. A partir deste ponto ocorre uma deformação mais suave e, com a tensão de 290kPa, a amostra não apresenta mais deformações significativas.

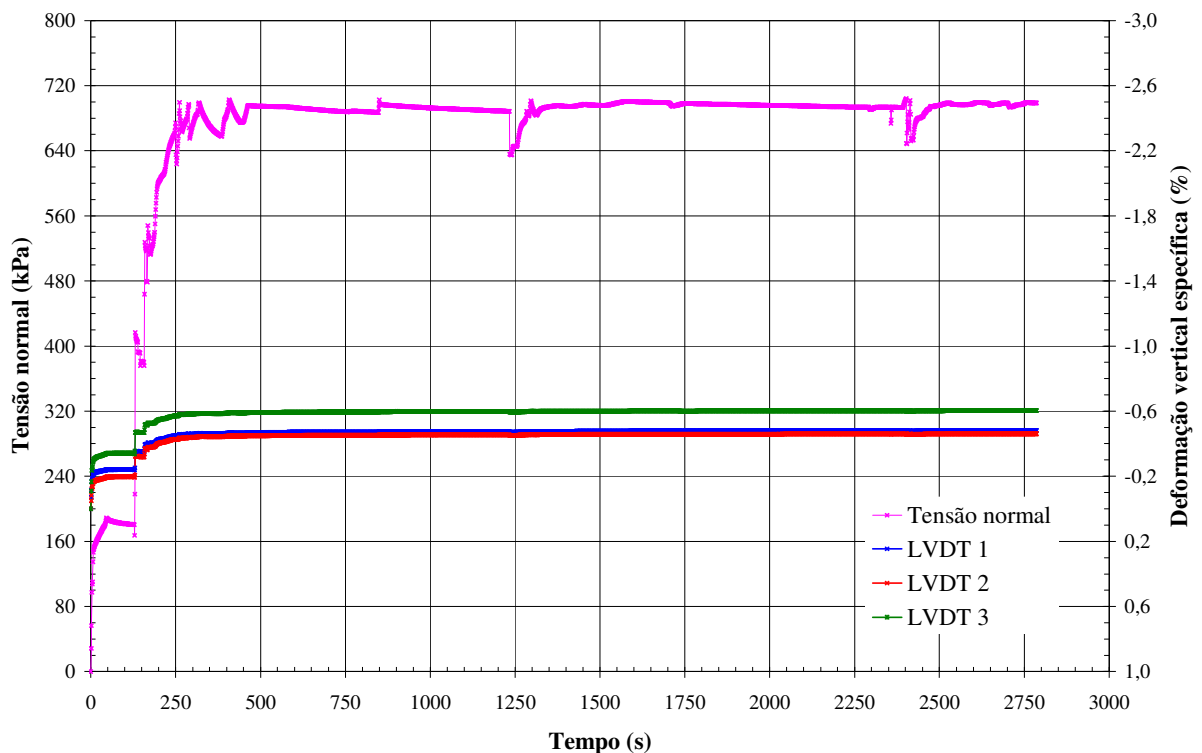


Figura 7.15 – Ensaio 5 – Tensão normal x tempo x deformação vertical específica

As figuras abaixo apresentam o comportamento observado na fase de cisalhamento.

A Figura 7.16 apresenta a tensão cisalhante x deformação cisalhante específica, a deformação vertical específica x deformação cisalhante específica e o ângulo de atrito x deslocamento horizontal.

Nestas figuras, como pode ser observado, o pico de ruptura também foi atingido rapidamente com uma deformação em torno de 3%. O comportamento dilatante foi o mesmo notado nos outros ensaios, com a única diferença no LVDT 3 onde a redução de volume foi observada até após o ensaio ter atingido a ruptura. A rotação da placa de carga também apresentou um comportamento linear até a ruptura.

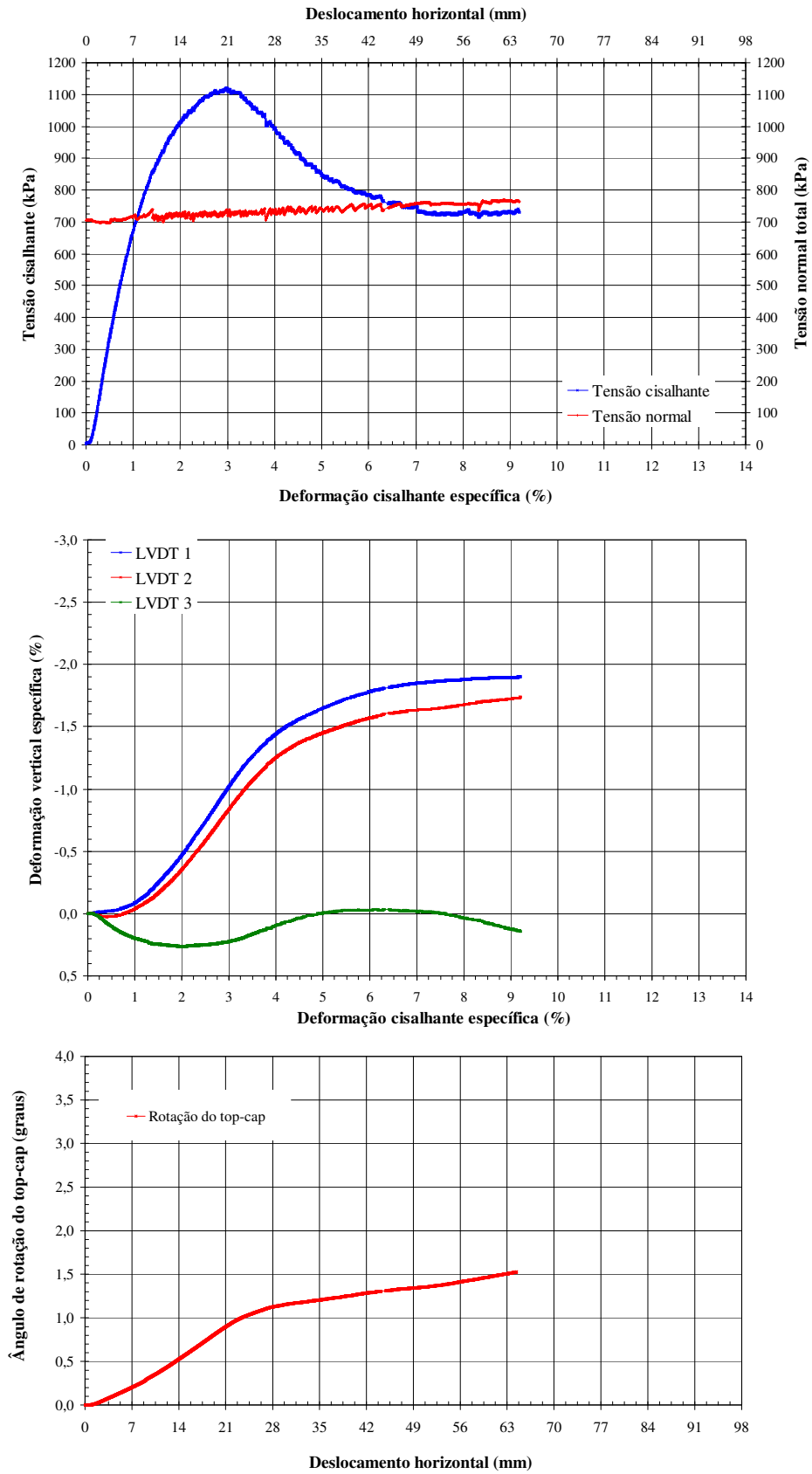


Figura 7.16 – Ensaio 5 – Curvas tensão-deformação e ângulo de rotação da placa de carga x deslocamento horizontal

7.3.5 Resumo dos resultados dos ensaios

Como já observado nas figuras apresentadas anteriormente e na Figura 7.17 e Figura 7.18 que apresentam a coletânea dos resultados obtidos nos ensaios, o comportamento do material estudado enquadra-se no comportamento típico dos materiais granulares compactos.

Observa-se que em todos os ensaios a tensão cisalhante cresce rapidamente até atingir o pico de ruptura, e logo após, sofre uma perda brusca de resistência cisalhante.

Em relação à deformação vertical medida pelos LVDT's observa-se que os deslocamentos medidos nas extremidades das placas não são uniformes. Existe ainda uma rotação da placa de carga, onde a face do lado das polias de reação é deslocada para cima, e a face próxima à aplicação da carga é deslocada para baixo. Este fato também foi observado por Maia (2001) em seus ensaios. Segundo Cea (1998) apud Maia (2001) este comportamento se deve à distribuição não uniforme das tensões ao longo da superfície de ruptura.

Em resumo a variação da deformação vertical específica medida nos três pontos mostrou que em todos os ensaios, os transdutores de deslocamento (LVDT 1 e 2), próximos às polias de reação apresentaram somente comportamento dilatante. No entanto o LVDT 3 apresentou redução de volume no início do carregamento.

Esta redução de volume nos ensaios 1, 2 e 3, os quais tinham a tensão normal mais baixa, foi menor que no último ensaio (ensaio 5), já que nestes o comportamento dilatante surgia junto com a ruptura. No ensaio 5 a redução prolongou-se após a ruptura. Este fato também foi observado por outros pesquisadores como Basso (2007).

Este comportamento está relacionado ao processo de rearranjo das partículas e a própria quebra, que ocorre dependendo da tensão aplicada.

Em relação à rotação da placa de carga foi observado em todos os ensaios, um comportamento linear do ângulo de rotação até a ruptura. A partir daí o mesmo apresentou uma rápida estabilização, e voltou a rotacionar, mas não mais de forma linear. Este fato também está vinculado ao próprio rearranjo das partículas.

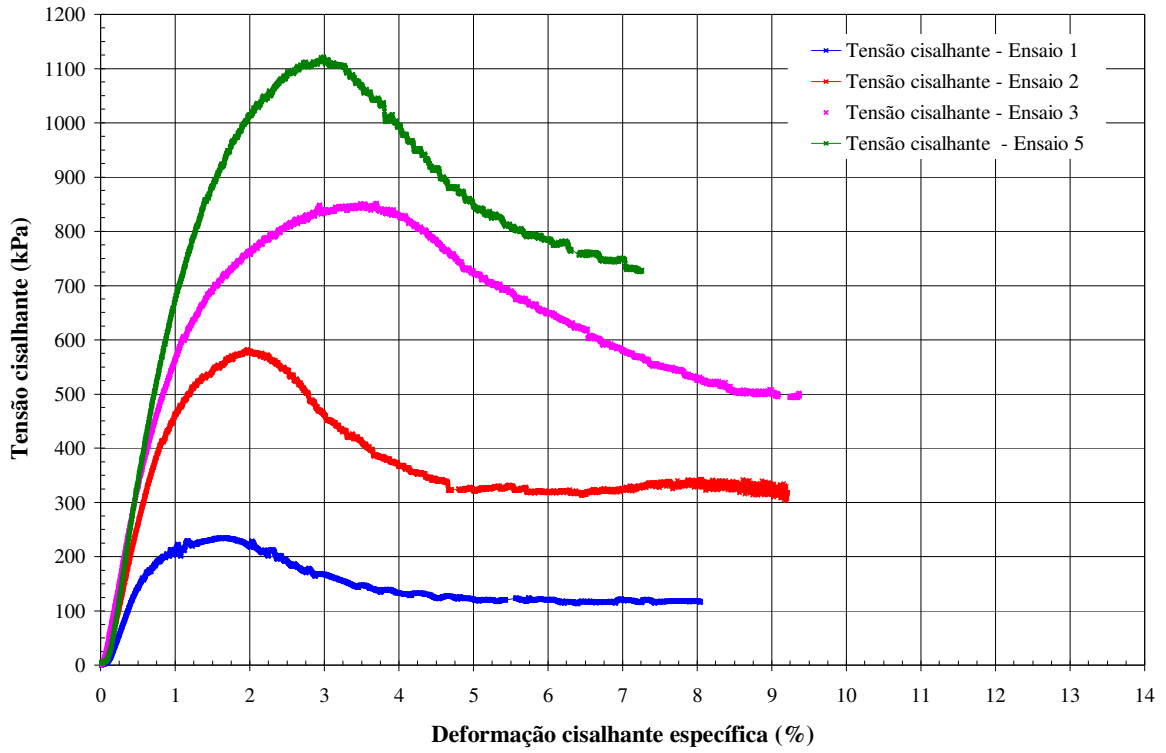


Figura 7.17 – Ensaio 1, 2, 3 e 5 – Tensão cisalhante x deformação cisalhante específica

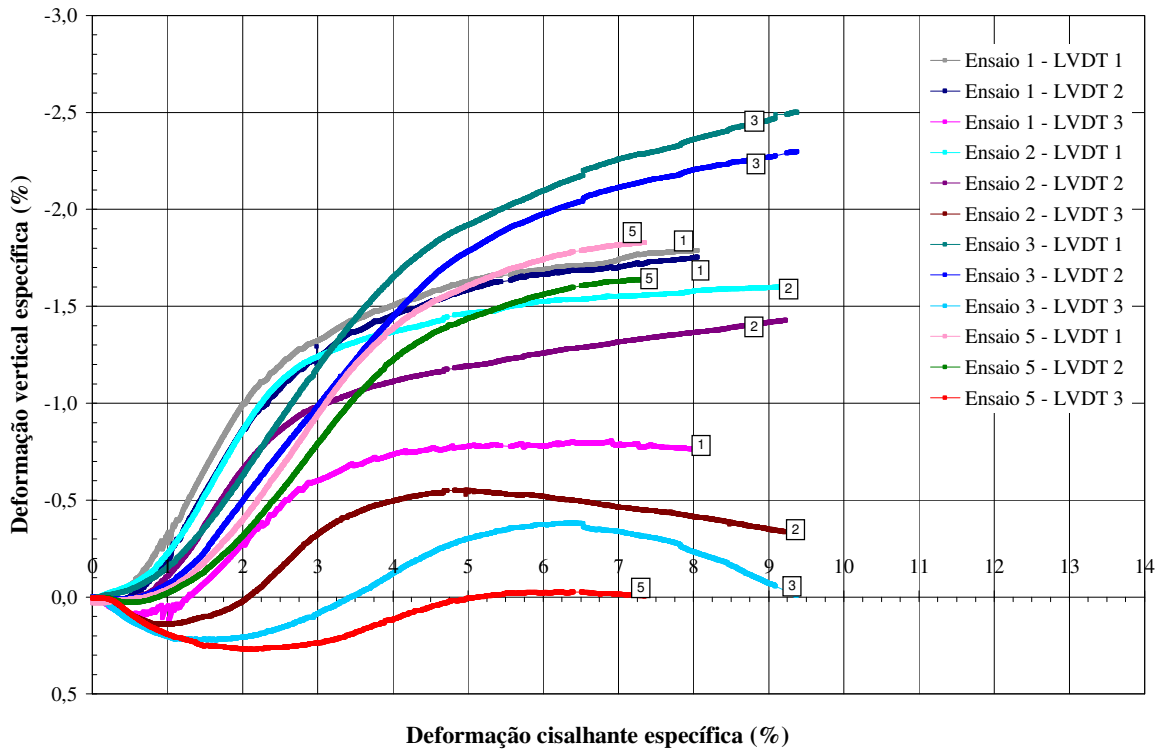


Figura 7.18 – Ensaio 1, 2, 3 e 5 – Deformação vertical específica x deformação cisalhante específica

7.3.6 Envoltória de ruptura

A envoltória de ruptura foi apresentada segundo a equação proposta por Mello (1977), por ser mais adequada para representar a variação da resistência com a tensão normal aplicada.

Como pode ser observado na Figura 7.19 optou-se por não fixar a envoltória passando pela origem. Caso fosse adotada à passagem pelo zero, os ângulos de atrito seriam um pouco mais elevados.

Na Figura 7.19 também estão apresentados os parâmetros a e b da equação.

Vale lembrar que a tensão normal que está sendo considerada é a líquida, onde foi descontada a força de atrito, conforme descrito no item 6.3.1.2.

A Figura 7.20 apresenta a variação do ângulo de atrito com a tensão normal líquida, o ângulo de atrito foi obtido para cada ensaio como o arco tangente da tensão de cisalhamento pela tensão normal.

Neste gráfico observa-se que há uma diminuição do ângulo de atrito com o aumento da tensão normal, este mesmo comportamento foi observado por diversos autores (Basso, 2007, Maia 2001, Signer, 1973) independente do tipo (cisalhamento, deformação plana ou triaxial) e dimensão do ensaio.

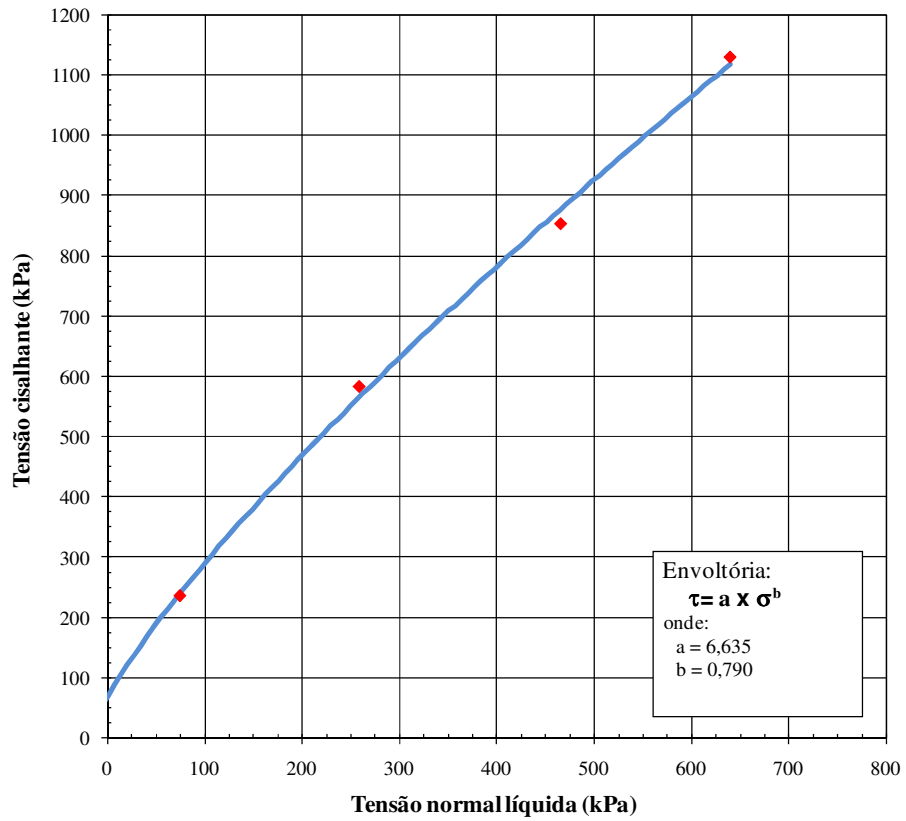


Figura 7.19 – Envoltória de resistência do material ensaiado

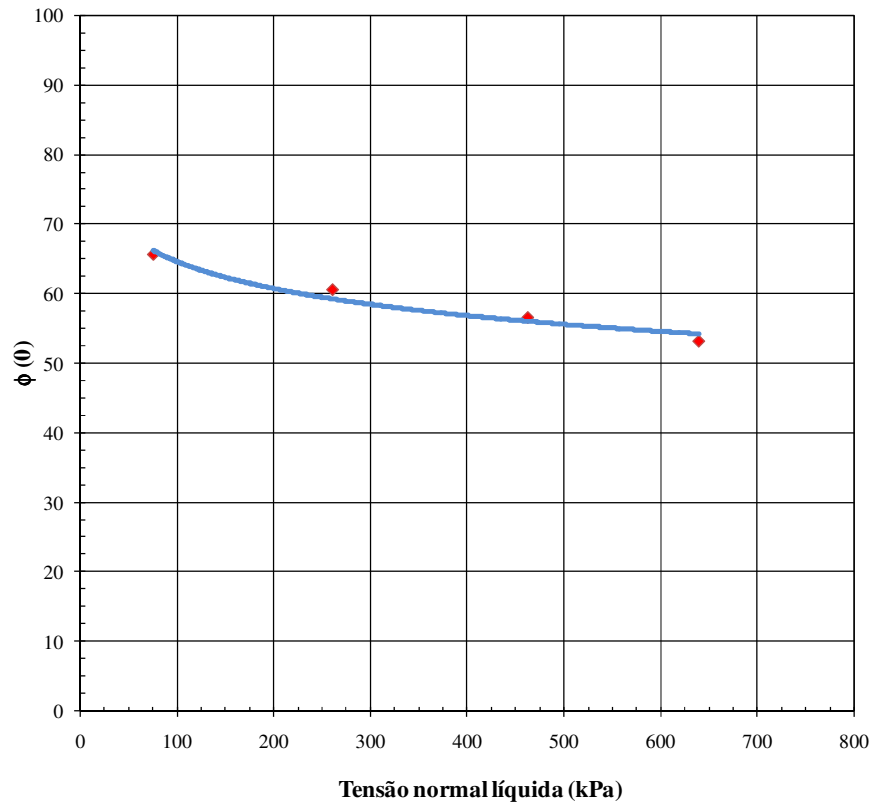


Figura 7.20 – Variação do ângulo de atrito com a tensão normal líquida

CAPÍTULO 8. ANÁLISE FINAL DOS RESULTADOS

Neste capítulo será realizada uma análise dentro de um contexto geral dos resultados obtidos nesta pesquisa com os resultados obtidos na bibliografia.

Ao comparar os valores de ângulo de atrito (ϕ) obtidos nesse trabalho com aqueles apresentados em outros trabalhos, foi observado que os primeiros estão acima dos demais. Tendo em vista isso, tentou-se analisar as possíveis razões. Dentre elas podem ser destacadas as seguintes; a) a concepção do equipamento, b) a condução dos testes e c) as características do material.

Quanto aos itens a e b pode-se afirmar que tanto a concepção quanto a condução dos ensaios estão de acordo com outros equipamentos e procedimentos existentes para testar tais materiais (Cedex da Espanha, Furnas, entre outros).

Portanto, o enfoque especial foi dado ao material de teste e às condições sob as quais os corpos de prova foram preparados.

A Tabela 7.6 apresenta um resumo de dados colhidos de ensaios de cisalhamento direto e triaxiais realizados em materiais de enrocamento, obtidos da literatura existente. A reunião desses dados possibilitou melhor entendimento sobre os fatores que contribuem para o ângulo de atrito interno dos enrocamentos.

Nesta tabela procurou-se reunir o maior número de informações obtidas em relação a cada ensaio, mas como pode ser observado, em alguns trabalhos, não foi possível preencher todos os campos.

A Figura 7.21 mostra os ângulos de atrito interno desses materiais em função da pressão normal efetiva no plano de ruptura. Encontram-se reunidos tanto ensaios de cisalhamento direto como triaxiais. Nessa figura estão relacionados materiais com diferentes litologias, desde siltito até basalto.

Percebe-se que os valores de ângulo de atrito (ϕ) obtidos nesse trabalho são mais elevados comparativamente aos outros valores, mesmo considerando-se materiais similares.

Tabela 7.6 - Resumo de testes de cisalhamento direto e triaxiais realizados em materiais de enrocamento, obtidos da literatura existente

Trabalhos	Características do material														Ensaio												
	Tipo de material	Densidade do corpo de prova (kN/m³)	Massa específica das partículas	Densidade Relativa	D _{máx} (mm)	D/d _{máx}	Cf (Marsal 1973)			Cf (NBR 7809)			Cu	Bg (%)	emáx	emín	Dimensões (cm)	Tensões Normais (kPa)	Camadas (cm)	Compactação e tempo	Velocidade de deformação	Parâmetros a e b			φ (ângulo de atrito)		
Trabalho atual - cisalhamento direto	70% de riodacito e 30% de brecha basáltica - escavações obrigatórias da UHE Machadinho	20	-	-	-	-	-	Riodacito	Brecha	-	Riodacito	Brecha	-	-	-	-	UFSC formato cúbico de 70x70, com h de 70	-	1 cam: 14,6	~ 5 min	0,8mm/min	a= 6,635 b=0,790	-	-	-	não	
			24,8	82	113	6,2	101,6 a 50,8 mm	0,74	0,85	101,6 a 50,8 mm	2,8	1,9	13	0,56	0,17	100		2 cam: 14,2	65,6				-	-			
			24,8	82	113	6,2	50,8 a 25,4 mm	0,62	0,8	50,8 a 25,4 mm	2,5	2,2	13	0,56	0,17	300		3 cam: 14,2	60,5				-	-			
			24,8	82	113	6,2	25,4 a 19,1 mm	0,65	0,7	25,4 a 19,1 mm	3,3	2	13	1	0,56	0,17		500	4 cam: 14,2				56,5	-	-		
			24,8	82	113	6,2	19,1 a 9,5 mm	0,65	0,75	19,1 a 9,5 mm	2,7	2,4	13	2	0,56	0,17		700	5 cam: 11,7				53,1	-	-		
Basso (2007) - cisalhamento direto	Basalto são - escavações obrigatórias da UHE Campos Novos	19	28,7	80	76	4,2	0,58	-	-	-	-	-	6,7	0,95	0,76	0,45	Furnas - SBEL - formato cilíndrico de 43 de diâmetro e h de 32	100	3 camadas iguais de 16	25 min - placa vibratória	-	a= 2,266 b=0,892	55,0	-	-	não	
			28,7	80	76	4,2	0,58	-	-	-	-	6,7	-	0,76	0,45	250		49,2					-	-			
			28,7	80	76	4,2	0,58	-	-	-	-	6,7	0,17	0,76	0,45	500		51,7					-	-			
			28,7	80	76	4,2	0,58	-	-	-	-	6,7	-	0,76	0,45	750		48,0					-	-			
			28,7	80	76	4,2	0,58	-	-	-	-	6,7	-	0,76	0,45	900		49,7					-	-			
Basso (2007) - triaxial verdadeiro	Basalto são - escavações obrigatórias da UHE Campos Novos	19	28,7	80	76	4,2	0,58	-	-	-	-	-	6,7	3,84	0,76	0,45	caixa cúbica 50 x50	100	3 camadas iguais	-	-	-	45,0	-	-	não	
			28,7	80	76	4,2	0,58	-	-	-	-	6,7	5,08	0,76	0,45	500		39,2					-	-			
			28,7	80	76	4,2	0,58	-	-	-	-	6,7	5,13	0,76	0,45	1000		45,0					-	-			
Hummes (2007) - cisalhamento direto	Rejeito de beneficiamento de carvão Barro Branco - 35 pirita e 14 carvão	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	UFSC formato cúbico de 70x70, com h de 70	-	-	-	-	-	a= 2,226 b=0,805	Def 4,5%	Def 7,0%	Def 9,5%	Parcial
			25,1	80,7	50,8	13,8	-	-	-	38,1 a 25,4mm	3,4	-	2,6	15,23	0,86	0,42		100	1 cam: 14,6					33,0	36,5	39,0	
			25,1	80,7	50,8	13,8	-	-	-	25,4 a 19,1 mm	3,2	-	2,6	17,13	0,86	0,42		270	2 cam: 14,2					26,5	31,0	35,5	
			25,1	80,7	50,8	13,8	-	-	-	19,1 a 12,7 mm	3,6	-	-	-	0,86	0,42		350	3 cam: 14,2					24,8	30,0	34,9	
			25,1	80,7	50,8	13,8	-	-	-	12,7 a 9,5 mm	3,0	-	2,6	19,2	0,86	0,42		430	4 cam: 14,2					23,0	29,0	34,0	
25,1	80,7	50,8	13,8	-	-	-	-	-	-	-	2,6	22,8	0,86	0,42	600	5 cam: 13,6	-	-	-								
Maia (2001) - cisalhamento direto	Basalto da UHE Marimbndo - campo 25 anos	~20	27,8	71,2	152,4	6,6	76,2mm	1,20	-	-	-	-	1,1	-	0,84	0,53	CEDEX - formato cúbico de 100x100 com h de 100	99	5 camadas iguais de 20	Compactador dinâmico	1,5 mm/min	a= 2,207 b=0,86	44,1	-	-	não	
			27,8	71,4	152,4	6,6	50,8mm	1,31	-	-	-	1,1	-	0,84	0,53	598		39,1					-	-			
			27,8	70,5	152,4	6,6	38,1mm	1,21	-	-	-	1,1	-	0,84	0,53	295		36,9					-	-			
			27,8	-	152,4	6,6	25,4mm	1,22	-	-	-	1,1	-	0,84	0,53	598		-					-	-			
			27,8	-	152,4	6,6	19,1mm	1,20	-	-	-	1,1	-	0,84	0,53	-		-					-	-			

Fontes:

Maia (2001); Dias (2001); Basso (2007), Hummes (2007), Signer (1973), Marsal (1973), CESP-LCEC (1970-1973), Cruz e Nieble (1971)

Tabela 7.6 - Resumo de testes de cisalhamento direto e triaxiais realizados em materiais de enrocamento, obtidos da literatura existente (cont.)

Trabalhos	Características do material														Ensaio												
	Tipo de material	Densidade do corpo de prova (kN/m³)	Massa específica das partículas	Densidade Relativa	Dmáx (mm)	D/dmáx	Cf (Marsal 1973)			Cf (NBR 7809)				Cu	Bg (%)	emáx	emín	Dimensões (cm)	Tensões Normais (kPa)	Camadas (cm)	Compactação e tempo	Velocidade de deformação	Parâmetros a e b	φ (ângulo de atrito)			Saturação
Maia (2001) - cisalhamento direto	Basalto - Pedreira Rio Grande	~20	28,5	80,0	152,4	6,6	76,2mm	1,24	-	-	-	-	1,1	-	0,89	0,54	CEDEX	99	5 camadas iguais de 20	Compactador dinâmico	1,5 mm/min	a= 2,207 b=0,86	50,9	-	-	não	
			28,5	80,6	152,4	6,6	50,8mm	1,19	-	-	-	-	1,1	-	0,89	0,54	-	295					45,9	-	-		
			28,5	83,9	152,4	6,6	38,1mm	1,3	-	-	-	-	1,1	-	0,89	0,54	formato cúbico de 100x100 com h de 100	598					42,3	-	-		
			28,5	-	152,4	6,6	25,4mm	1,14	-	-	-	-	1,1	-	0,89	0,54	-	-					-	-	-		
			28,5	-	152,4	6,6	19,1mm	1,21	-	-	-	-	1,1	-	0,89	0,54	-	-					-	-	-		
	Granito - Serra da Mesa			25,8	95,1	203,2	4,9	76,2mm	1,08	-	-	-	-	1,1	-	-	0,24	CEDEX	99	5 camadas iguais de 20	Compactador dinâmico	1,5 mm/min	a= 2,207 b=0,86	49,5	-	-	não
				25,8	95,2	203,2	4,9	50,8mm	1,06	-	-	-	-	1,1	-	-	0,24	-	295					42,0	-	-	
				25,8	95,7	203,2	4,9	38,1mm	1,13	-	-	-	-	1,1	-	-	0,24	formato cúbico de 100x100 com h de 100	598					37,0	-	-	
				25,8	-	203,2	4,9	25,4mm	0,99	-	-	-	-	1,1	-	-	0,24	-	-					-	-	-	
				25,8	-	203,2	4,9	19,1mm	1,14	-	-	-	-	1,1	-	-	0,24	-	-					-	-	-	
Maia (2001) - compressão triaxial	Basalto da UHE Marimbndo - campo 25 anos		27,8	88,4	3,8	6,0	76,2mm	1,08	-	-	-	-	1,1	-	-	0,35	CEDEX - corpos de prova de diâmetro 22,9 e h 45,7	186	5 camadas	60 golpes por camada com soquete sobre uma placa de metal	0,25mm/min	a=8,59 b=0,68	42,0	-	-	não	
			27,8	86,4	3,8	6,0	50,8mm	1,06	-	-	-	-	1,1	-	-	0,36		490					34,0	-	-		
			27,8	-	3,8	6,0	38,1mm	1,13	-	-	-	-	1,1	-	-	-		-					-	-	-		
			27,8	-	3,8	6,0	25,4mm	0,99	-	-	-	-	1,1	-	-	-		-					-	-	-		
			27,8	-	3,8	6,0	19,1mm	1,14	-	-	-	-	1,1	-	-	-		-					-	-	-		
	Basalto - Pedreira Rio Grande			28,5	85,2	3,8	6,0	76,2mm	1,08	-	-	-	-	1,1	-	-	0,37	CEDEX - corpos de prova de diâmetro 22,9 e h 45,7	186	5 camadas	60 golpes por camada com soquete sobre uma placa de metal	0,25mm/min	a=6,36 b=0,74	45,0	-	-	não
				28,5	85,3	3,8	6,0	50,8mm	1,06	-	-	-	-	1,1	-	-	0,37		490					38,0	-	-	
				28,5	-	3,8	6,0	38,1mm	1,13	-	-	-	-	1,1	-	-	-		-					-	-		
				28,5	-	3,8	6,0	25,4mm	0,99	-	-	-	-	1,1	-	-	-		-					-	-		
				28,5	-	3,8	6,0	19,1mm	1,14	-	-	-	-	1,1	-	-	-		-					-	-		
	Granito - Serra da Mesa			27,8	86,9	3,8	6,0	76,2mm	1,08	-	-	-	-	1,1	-	-	0,268	CEDEX - corpos de prova de diâmetro 22,9 e h 45,7	98	5 camadas	60 golpes por camada com soquete sobre uma placa de metal	0,25mm/min	a=3,32 b=0,8	43,0	-	-	não
				27,8	87,2	3,8	6,0	50,8mm	1,06	-	-	-	-	1,1	-	-	0,267		294					40,0	-	-	
				27,8	84,4	3,8	6,0	38,1mm	1,13	-	-	-	-	1,1	-	-	0,266		490					35,5	-	-	
				27,8	-	3,8	6,0	25,4mm	0,99	-	-	-	-	1,1	-	-	-		-					-	-		
				27,8	-	3,8	6,0	19,1mm	1,14	-	-	-	-	1,1	-	-	-		-					-	-		

Tabela 7.6 - Resumo de testes de cisalhamento direto e triaxiais realizados em materiais de enrocamento, obtidos da literatura existente (cont.)

Trabalhos	Características do material													Ensaio														
	Tipo de material	Densidade do corpo de prova (kN/m³)	Massa específica das partículas	Densidade Relativa	D _{máx} (mm)	D/d _{máx}	Cf (Marsal 1973)			Cf (NBR 7809)			Cu	Bg (%)	emáx	emín	Dimensões (cm)	Tensões Normais (kPa)	Camadas (cm)	Compactação e tempo	Velocidade de deformação	Parâmetros a e b			φ (ângulo de atrito)	Saturação		
Dias (2001) - cisalhamento direto	Granito de baixa resistência - Barragem da UHE Itabepi	18	26,0	-	63,5	7,0	20	-	-	-	-	-	-	20	-	-	Furnas - formato cúbico de 80x80, h de 45	400	3 camadas iguais de 15	não	-	-	32,0	-	-	sim		
			26,0	-	63,5	7,0	20	-	-	-	-	-	20	-	-	800		-			-	32,0	-	-				
			26,0	-	63,5	7,0	20	-	-	-	-	-	20	-	-	1600		-			-	32,0	-	-				
		19	26,0	-	63,5	7,0	19	-	-	-	-	-	-	-	19	-	-	Furnas - formato cúbico de 80x80, h de 45	500	3 camadas iguais de 15	não	-	-	35,0	-	-	sim	
			26,0	-	63,5	7,0	19	-	-	-	-	-	19	-	-	1000	-		-			35,0	-	-				
			26,0	-	63,5	7,0	19	-	-	-	-	-	19	-	-	1600	-		-			35,0	-	-				
		20	26,0	-	63,5	7,0	17	-	-	-	-	-	-	-	17	-	-	Furnas - formato cúbico de 80x80, h de 45	400	3 camadas iguais de 15	não	-	-	38,0	-	-	sim	
			26,0	-	63,5	7,0	17	-	-	-	-	-	17	-	-	1000	-		-			38,0	-	-				
			26,0	-	63,5	7,0	17	-	-	-	-	-	17	-	-	2000	-		-			38,0	-	-				
		21	26,0	-	63,5	7,0	19	-	-	-	-	-	-	-	18	-	-	Furnas - formato cúbico de 80x80, h de 45	400	3 camadas iguais de 15	soquete 7 kg	-	-	40,0	-	-	sim	
			26,0	-	63,5	7,0	19	-	-	-	-	-	18	-	-	800	-		-			40,0	-	-				
			26,0	-	63,5	7,0	19	-	-	-	-	-	18	-	-	1600	-		-			40,0	-	-				
		Cruz e Nieble (1971) - cisalhamento direto	Basalto A são - Barragem de Capivara - cisalhamento direto	20	-	-	76,0	9,2	-	-	-	-	-	-	2,6	22	-	-	CESP - LCEC - Caixa de 100x100 x40	160	-	-	-	-	48,0	-	-	não
				20	-	-	76,0	9,2	-	-	-	-	-	-	2,6	22	-	-		310	-	-	-	-	48,0	-	-	
				20	-	-	76,0	9,2	-	-	-	-	-	-	2,6	22	-	-		460	-	-	-	-	48,0	-	-	
20	-			-	76,0	9,2	-	-	-	-	-	-	2,6	22	-	-	620	-		-	-	-	46,0	-	-			
Basalto B são - Barragem de Capivara - cisalhamento direto	20		-	-	76,0	9,2	-	-	-	-	-	-	7,3	32	-	-	CESP - LCEC - Caixa de 100x100 x40	160	-	-	-	-	41,3	-	-	não		
	20		-	-	76,0	9,2	-	-	-	-	-	-	7,3	32	-	-		310	-	-	-	-	45,4	-	-			
	20		-	-	76,0	9,2	-	-	-	-	-	-	7,3	32	-	-		460	-	-	-	-	44,2	-	-			
	20		-	-	76,0	9,2	-	-	-	-	-	-	7,3	32	-	-		610	-	-	-	-	43,0	-	-			
Basalto C são - Barragem de Capivara - cisalhamento direto	20		-	-	76,0	9,2	-	-	-	-	-	-	7,3	51	-	-	CESP - LCEC - Caixa de 100x100 x40	160	-	-	-	-	46,0	-	-	não		
	20		-	-	76,0	9,2	-	-	-	-	-	-	7,3	51	-	-		310	-	-	-	-	44,5	-	-			
	20		-	-	76,0	9,2	-	-	-	-	-	-	7,3	51	-	-		460	-	-	-	-	45,5	-	-			
	20		-	-	76,0	9,2	-	-	-	-	-	-	7,3	51	-	-		610	-	-	-	-	44,8	-	-			

Tabela 7.6 - Resumo de testes de cisalhamento direto e triaxiais realizados em materiais de enrocamento, obtidos da literatura existente (cont.)

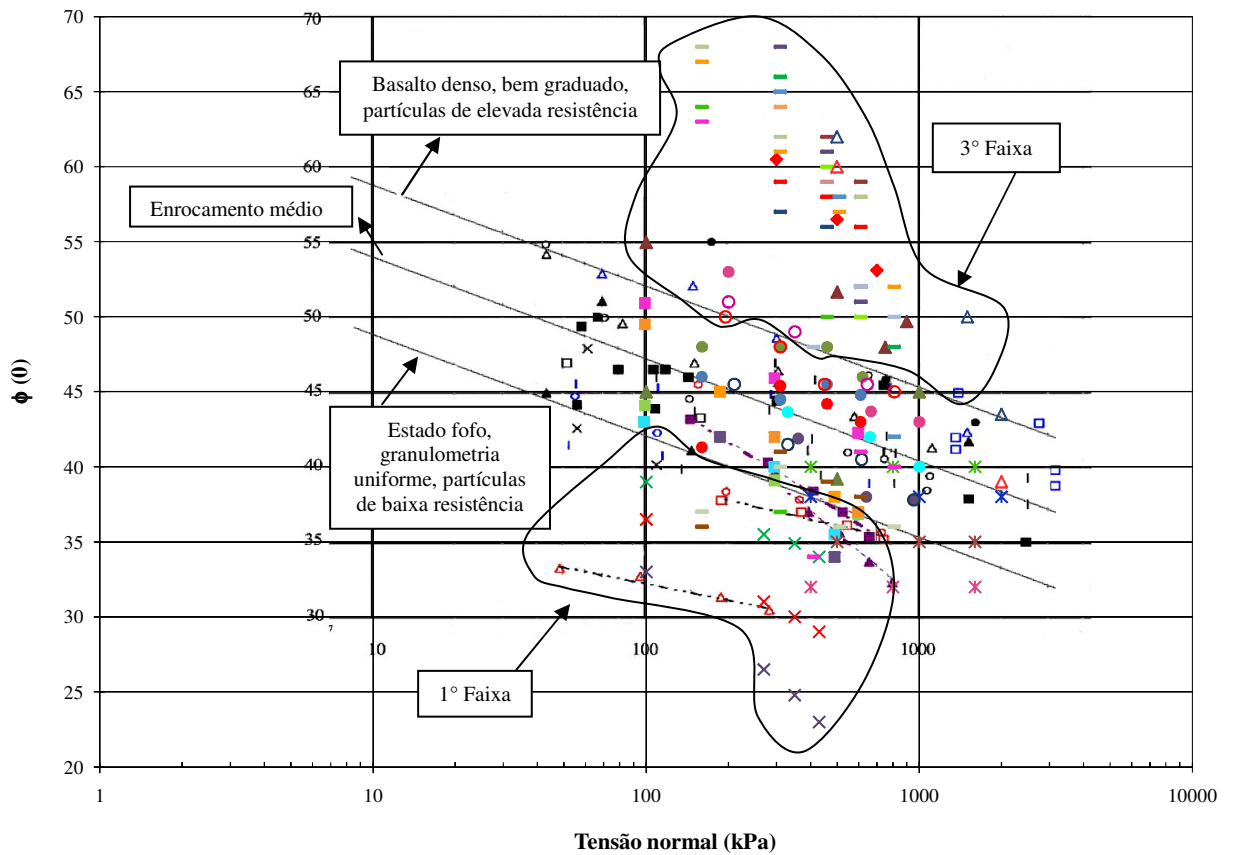
Trabalhos	Características do material												Ensaio														
	Tipo de material	Densidade do corpo de prova (kN/m³)	Massa específica das partículas	Densidade Relativa	D _{máx} (mm)	D/d _{máx}	Cf (Marsal 1973)			Cf (NBR 7809)			Cu	Bg (%)	emáx	emín	Dimensões (cm)	Tensões Normais (kPa)	Camadas (cm)	Compactação e tempo	Velocidade de deformação	Parâmetros a e b	φ (ângulo de atrito)			Saturação	
Marsal (1973)	Basalto de São Francisco - graduação 2 compressão triaxial	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	18,9	-	-	-	Formato cilíndrico de 113 de diâmetro e h de 250	500	-	-	-	-	62,0	-	-	não	
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	18,9	-	-	-	1500	-	-	-	-	50,0	-	-		
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	18,9	-	-	-	2000	-	-	-	-	43,5	-	-		
Laboratório da CESP - LCEC - Dados do relatório G-24/70 - Obra UHE Ilha Solteira	Basalto da UHE Capivara - CA. 1 (basalto compacto são)																Caixa de dimensões 100x100x20	160						67,0	-	-	não
																	310	310						61,0	-	-	
																	460	460						57,0	-	-	
																	610	610						52,0	-	-	
	Basalto da UHE Capivara - CA. 2 (basalto compacto são)																Caixa de dimensões 100x100x20	310						37,0	-	-	não
																	160	160						64,0	-	-	
																	460	460						50,0	-	-	
																	610	610						51,0	-	-	
	Basalto da UHE Capivara - CA. 3 (basalto compacto são)																Caixa de dimensões 100x100x20	610						51,0	-	-	não
																	460	460						61,0	-	-	
																	310	310						68,0	-	-	
																	160	160						76,0	-	-	
	Basalto da UHE Capivara - CA. 4 (basalto compacto são)																Caixa de dimensões 100x100x20	26						86,0	-	-	não
																	160	160						73,0	-	-	
																	310	310						65,0	-	-	
																	460	460						62,0	-	-	
																	610	610						59,0	-	-	
	Basalto da UHE Capivara - CB. 1 (basalto vesículo amigdaloidal)																Caixa de dimensões 100x100x20	160						72,0	-	-	não
																	310	310						64,0	-	-	
																	460	460						58,0	-	-	
															610	610						58,0	-	-			

Tabela 7.6 - Resumo de testes de cisalhamento direto e triaxiais realizados em materiais de enrocamento, obtidos da literatura existente (cont.)

Trabalhos	Características do material											Ensaio												
	Tipo de material	Densidade do corpo de prova (kN/m ³)	Massa específica das partículas	Densidade Relativa	D _{máx} (mm)	D/d _{máx}	Cf (Marsal 1973)	Cf (NBR 7809)	Cu	B _g (%)	e _{máx}	e _{mín}	Dimensões (cm)	Tensões Normais (kPa)	Camadas (cm)	Compactação e tempo	Velocidade de deformação	Parâmetros a e b	φ (ângulo de atrito)			Saturação		
Laboratório da CESP - LCEC - Dados do relatório G-24/70 - Obra UHE Ilha Solteira	Basalto da UHE Capivara - CB. 2 (basalto vesículo amigdaloidal)											Caixa de dimensões 100x100x20	310							57,0	-	-	não	
													160							71,0	-	-		
													460							56,0	-	-		
													610							52,0	-	-		
	Basalto da UHE Capivara - CB. 3 (basalto vesículo amigdaloidal)												Caixa de dimensões 100x100x20	610							52,0	-	-	não
														460							59,0	-	-	
														310							65,0	-	-	
														160							72,0	-	-	
	Basalto da UHE Capivara - CC. 1 (basalto compacto, median. alterado e desagregável)												Caixa de dimensões 100x100x20	160							68,0	-	-	não
														310							62,0	-	-	
														460							58,0	-	-	
														610							58,0	-	-	
Basalto da UHE Capivara - CC. 2 (basalto compacto, median. alterado e desagregável)												Caixa de dimensões 100x100x20	310							59,0	-	-	não	
													160							72,0	-	-		
													460							58,0	-	-		
													610							56,0	-	-		
Basalto da UHE Capivara - CC. 3 (basalto compacto, median. alterado e desagregável)												Caixa de dimensões 100x100x20	610							50,0	-	-	não	
													460							60,0	-	-		
													310							66,0	-	-		
													160							75,0	-	-		
Laboratório CESP - LCEC - Dados do relatório G-26/70 - Obra UHE Ilha Solteira	E - 1 (basalto vesicular e compacto)												160							67,0	-	-	não	
310	61,0	-	-																					
510	57,0	-	-																					
810	52,0	-	-																					

Tabela 7.6 - Resumo de testes de cisalhamento direto e triaxiais realizados em materiais de enrocamento, obtidos da literatura existente (cont.)

Trabalhos	Características do material											Ensaio										
	Tipo de material	Densidade do corpo de prova (kN/m ³)	Massa específica das partículas	Densidade Relativa	D _{máx} (mm)	D/d _{máx}	Cf (Marsal 1973)	Cf (NBR 7809)	Cu	Bg (%)	emáx	emín	Dimensões (cm)	Tensões Normais (kPa)	Camadas (cm)	Compactação e tempo	Velocidade de deformação	Parâmetros a e b	φ (ângulo de atrito)	Saturação		
Laboratório CESP - LCEC - Dados do relatório G-26/70 - Obra UHE Ilha Solteira	E - 2 (basalto vesicular e compacto)												Caixa de dimensões 100x100x20	410 160 610 810					48,0 72,0 52,0 50,0	- - - -	- - - -	não
	E - 3 (basalto vesicular e compacto)												Caixa de dimensões 100x100x20	810 510 310 160					48,0 58,0 66,0 73,0	- - - -	- - - -	não
	E - 4 (brecha basáltica argilosa)												Caixa de dimensões 100x100x20	160 310 510 810					37,0 40,0 36,0 36,0	- - - -	- - - -	não
	E - 5 (brecha basáltica argilosa)												Caixa de dimensões 100x100x20	410 160 610 810					34,0 63,0 41,0 40,0	- - - -	- - - -	não
	E - 6 (brecha basáltica argilosa)												Caixa de dimensões 100x100x20	810 510 310 160					42,0 58,0 65,0 73,0	- - - -	- - - -	não



- ◆ Trabalho atual - cisalhamento direto - basalto - E2 - UHE Machadinho
- ▲ Basso (2007) - cisalhamento direto - basalto são - UHE Campos Novos
- ▲ Basso (2007) - triaxial - basalto são - UHE Campos Novos
- × Hummes (2007) - cisalhamento direto - rejeito de beneficiamento de carvão Barro Branco - def 4,5%
- × Hummes (2007) - cisalhamento direto - rejeito de beneficiamento de carvão Barro Branco - def 7,0%
- × Hummes (2007) - cisalhamento direto - rejeito de beneficiamento de carvão Barro Branco - def 9,5%
- Maia (2001) - cisalhamento direto - basalto da barragem UHE Marimbondo
- Maia (2001) - cisalhamento direto - basalto Pedreira Rio Grande
- Maia (2001) - cisalhamento direto - granito UHE Serra da Mesa
- Maia (2001) - compressão triaxial - basalto da barragem UHE Marimbondo
- Maia (2001) - compressão triaxial - basalto Pedreira Rio Grande
- Maia (2001) - compressão triaxial - granito UHE Serra da Mesa
- × Dias (2001) - cisalhamento direto - granito da Barragem da UHE Itabepi - 18kN/m²
- × Dias (2001) - cisalhamento direto - granito da Barragem da UHE Itabepi - 19kN/m²
- × Dias (2001) - cisalhamento direto - granito da Barragem da UHE Itabepi - 20kN/m²
- × Dias (2001) - cisalhamento direto - granito da Barragem da UHE Itabepi - 21kN/m²
- Cruz e Nieble (1971) - cisalhamento direto - basalto A são da Barragem da UHE Capivara
- Cruz e Nieble (1971) - cisalhamento direto - basalto B são da Barragem da UHE Capivara
- Cruz e Nieble (1971) - cisalhamento direto - basalto C são da Barragem da UHE Capivara
- Cruz e Nieble (1971) - compressão triaxial - basalto A são da Barragem da UHE Capivara
- Cruz e Nieble (1971) - compressão triaxial - basalto B são da Barragem da UHE Capivara
- Cruz e Nieble (1971) - compressão triaxial - basalto C são da Barragem da UHE Capivara
- Shoshana Signer (1973) - compressão triaxial - basalto A são da Barragem da UHE Capivara
- Shoshana Signer (1973) - compressão triaxial - basalto B são da Barragem da UHE Capivara
- Shoshana Signer (1973) - compressão triaxial - basalto C são da Barragem da UHE Capivara
- CESP - LCEC - cisalhamento direto - basalto compacto são - CA. 1 da UHE Capivara
- CESP - LCEC - cisalhamento direto - basalto compacto são - CA. 2 da UHE Capivara
- CESP - LCEC - cisalhamento direto - basalto compacto são - CA. 3 da UHE Capivara
- CESP - LCEC - cisalhamento direto - basalto compacto são - CA. 4 da UHE Capivara
- CESP - LCEC - cisalhamento direto - basalto vesículo amigdaloidal - CB. 1 da UHE Capivara
- CESP - LCEC - cisalhamento direto - basalto vesículo amigdaloidal - CB. 2 da UHE Capivara
- CESP - LCEC - cisalhamento direto - basalto vesículo amigdaloidal - CB. 3 da UHE Capivara
- CESP - LCEC - cisalhamento direto - basalto compacto, median. alterado e desagregável - CC. 1 da UHE Capivara
- CESP - LCEC - cisalhamento direto - basalto compacto, median. alterado e desagregável - CC. 2 da UHE Capivara
- CESP - LCEC - cisalhamento direto - basalto compacto, median. alterado e desagregável - CC. 3 da UHE Capivara
- CESP - LCEC - cisalhamento direto - basalto E - 1 (basalto vesicular e compacto) da UHE Ilha Solteira
- CESP - LCEC - cisalhamento direto - basalto E - 2 (basalto vesicular e compacto) da UHE Ilha Solteira
- CESP - LCEC - cisalhamento direto - basalto E - 3 (basalto vesicular e compacto) da UHE Ilha Solteira
- CESP - LCEC - cisalhamento direto - basalto E - 4 (basalto vesicular e compacto) da UHE Ilha Solteira
- CESP - LCEC - cisalhamento direto - basalto E - 5 (basalto vesicular e compacto) da UHE Ilha Solteira
- CESP - LCEC - cisalhamento direto - basalto E - 6 (basalto vesicular e compacto) da UHE Ilha Solteira
- ▲ Marsal (1973) - compressão triaxial - basalto graduação 1 São Francisco
- ▲ Marsal (1973) - compressão triaxial - basalto graduação 2 São Francisco

- △ Cascalho de Pizandaran, $d^{max} = 20,3cm$
- ∣ Cascalho de Contreras, $d^{max} = 17,8cm$
- ∣ Conglomerado de Malpas o, $d^{max} = 20,3cm$
- ∣ Conglomerado de Infiernillo, $d^{max} = 20,3cm$
- Diorito de Infiernillo, $d^{max} = 20,3cm$
- Basalto de Infiernillo, $d^{max} = 17,8cm$
- ▲ Gnaisse de Infiernillo, $d^{max} = 17,8cm$
- × Rocha de Santa Fé, $d^{max} = 17,8cm$
- Areia de Fort Peck, $d^{max} = 0,08cm$
- Areia de Scituate, $d^{max} = 0,24cm$
- △ Areia de Ottawa
- Granito de Isabella, $d^{max} = 10,8cm$
- Cascalho de Cachuma (A), $d^{max} = 1,9cm$
- △ Cascalho de Cachuma (B), $d^{max} = 7,6cm$
- ∣ Cascalho de Cachuma (C), $d^{max} = 7,6cm$
- Casc. aluv. de Droville, $d^{max} = 7,6cm$
- Cascalho de Soledad, $d^{max} = 10,8cm$
- ▲ Greywacke (A), $d^{max} = 3,8cm$
- Greywacke (B), $d^{max} = 2,5cm$

Dados obtidos por Leps (1970) e Indraratna et al. (1993), apud Maia (2001)

Figura 7.21 – Ângulo de atrito interno x tensão normal efetiva no plano de ruptura

Ao observar a Figura 7.21, fica nítida a divisão dos valores de ϕ em três faixas, nas quais os ângulos de atrito são mais próximos.

A primeira faixa se refere aos materiais mais brandos, menos resistentes, onde estão as areias e o rejeito de beneficiamento de carvão constituído por siltitos e folhelhos carbonosos. Estes materiais para tensões mais altas não apresentam ângulos de atrito superiores a 35° .

Na terceira faixa encontram-se os enrocamentos com os maiores ângulos de atrito, dentre estes estão os dados obtidos nesta pesquisa, por Marsal (1973) e pela CESP-LCEC em Capivara. No limite desta faixa estão os obtidos por Basso (2007) nos seus ensaios de cisalhamento.

Vale salientar que os dados obtidos pela CESP-LCEC tiveram um procedimento diferente dos demais, já que os ensaios de cisalhamento conduziram o mesmo corpo de prova à ruptura 4 vezes, pois era um ensaio em estágios, com quatro pressões normais diferentes.

Se observarmos o que estes ensaios têm em comum, o primeiro aspecto que podemos levantar é que todos são oriundos de rochas básicas e ácidas (basaltos e riodacitos) e foram ensaiados em equipamentos de cisalhamentos direto de grandes dimensões. Ainda nesta linha de comparação, mas se atendo mais aos procedimentos de preparação da amostra observa-se que estes possuem um coeficiente de uniformidade (Cu) maior que 10, exceto o ensaiado por Basso (2007).

Dentre todos os ensaios apresentados estes são os únicos com Cu mais elevados.

A segunda faixa (não assinalada na Figura 7.21) é limitada entre os materiais no estado fofo e denso, onde há uma maior concentração de valores próximos de ângulo de atrito x tensão normal para vários ensaios. Nesta região estão apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto e triaxial realizados em enrocamentos oriundos de diversos tipos de rocha, mas principalmente de basaltos.

É neste trecho que se consegue fazer uma comparação em relação aos resultados obtidos entre os ensaios triaxiais e os de cisalhamento. Observa-se que existe uma tendência dos ensaios triaxiais, de maneira geral, apresentarem ângulo de atrito levemente menor se comparados aos valores dos ensaios de cisalhamento. O único caso que destoia um pouco deste comportamento são os ensaios triaxiais realizados por Signer (1973), uma vez que só para altas tensões foram encontrados valores mais próximos dos ensaios de cisalhamento executados por Cruz e Nieble (1971).

Na Figura 7.22 está apresentada, com mais detalhes, esta comparação, onde os marcadores com bolinha hachurada são os referentes aos ensaios de cisalhamento e os demais referentes aos ensaios triaxiais.

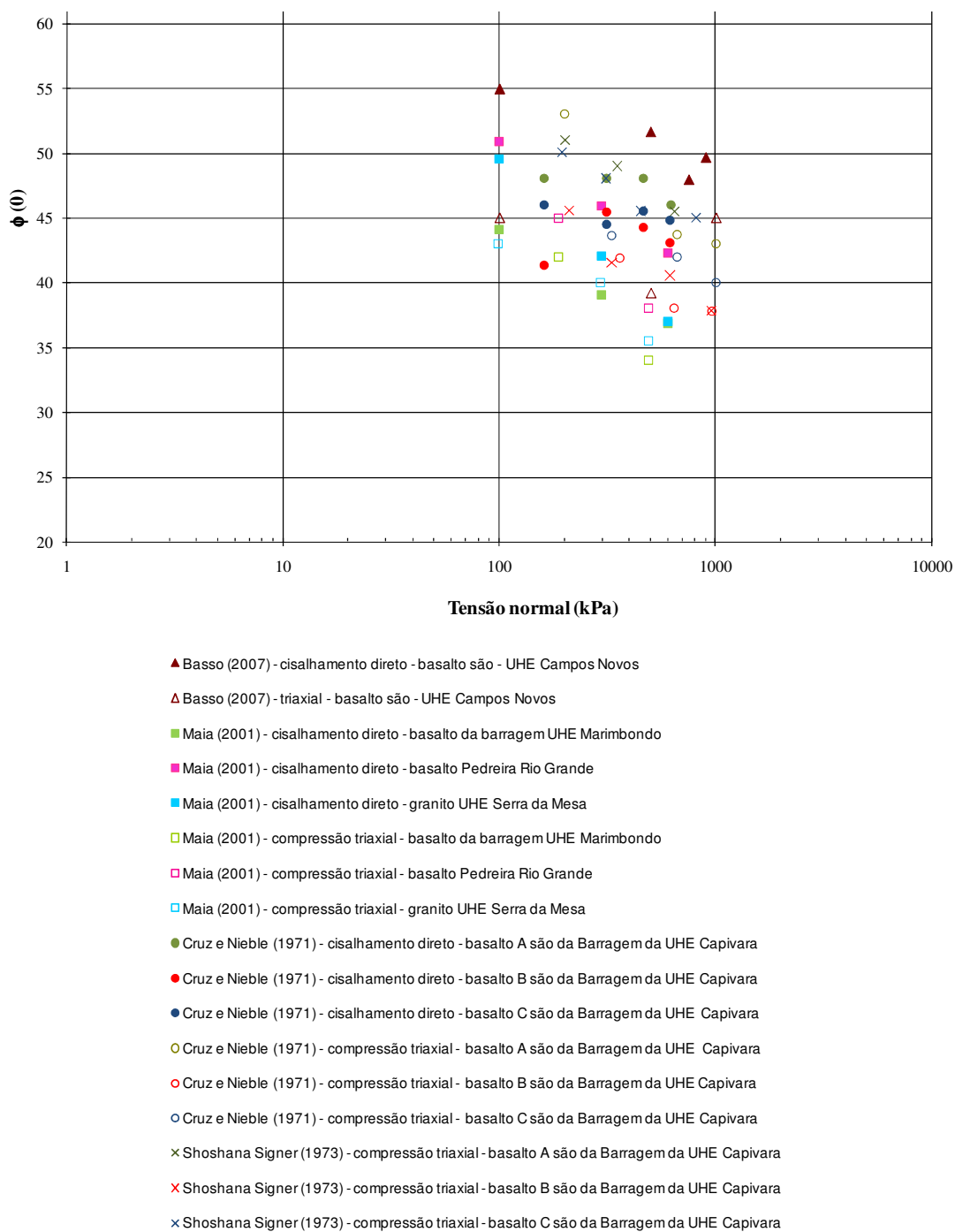


Figura 7.22 – Comparação em relação a variação do ângulo de atrito nos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais

Aparentemente, o coeficiente de uniformidade apresenta uma influência significativa no valor de ângulo de atrito. A Figura 7.23 mostra essa relação, onde pode ser percebido um aumento do ângulo de atrito (ϕ) com o coeficiente de uniformidade (Cu).

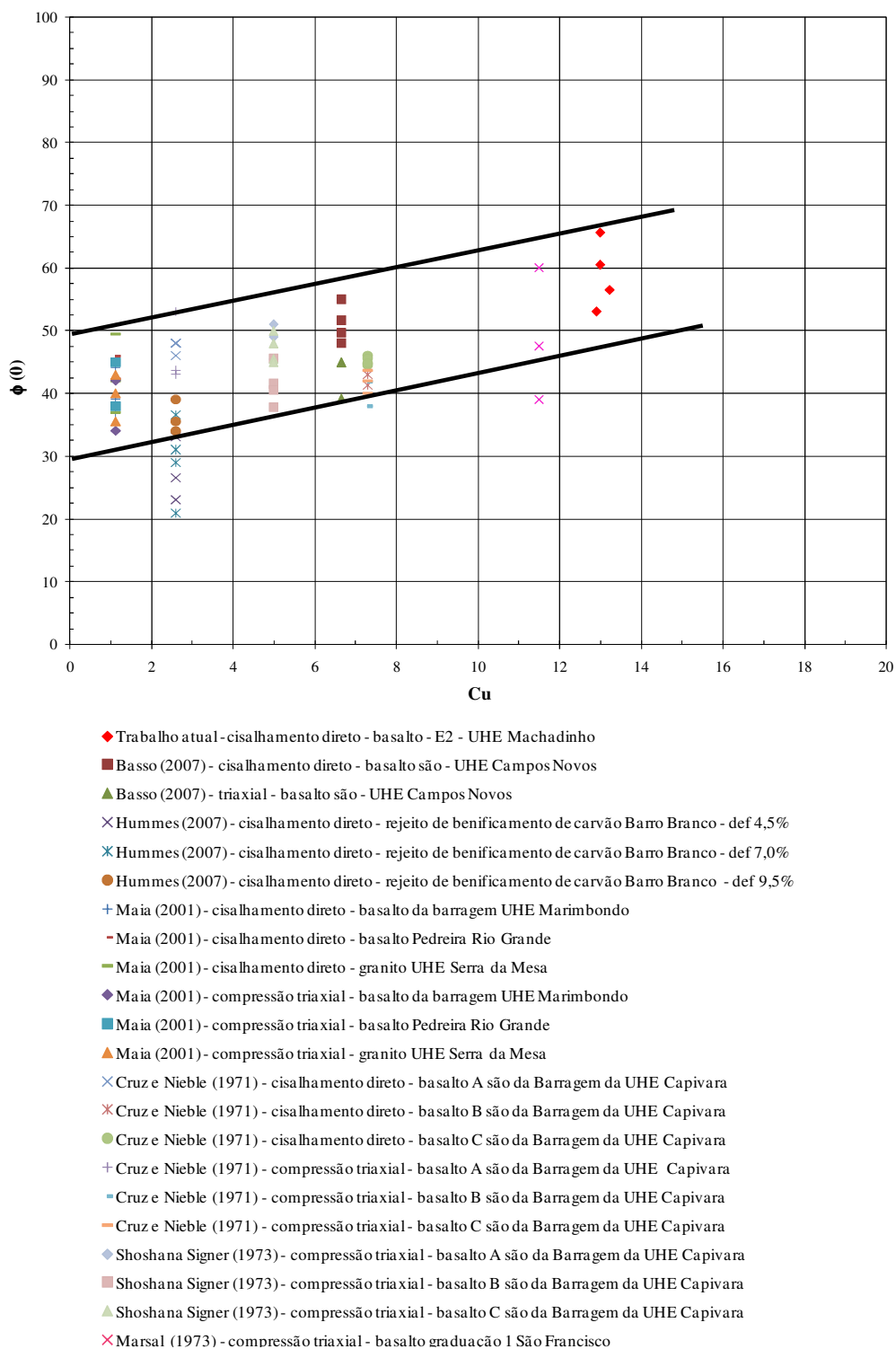
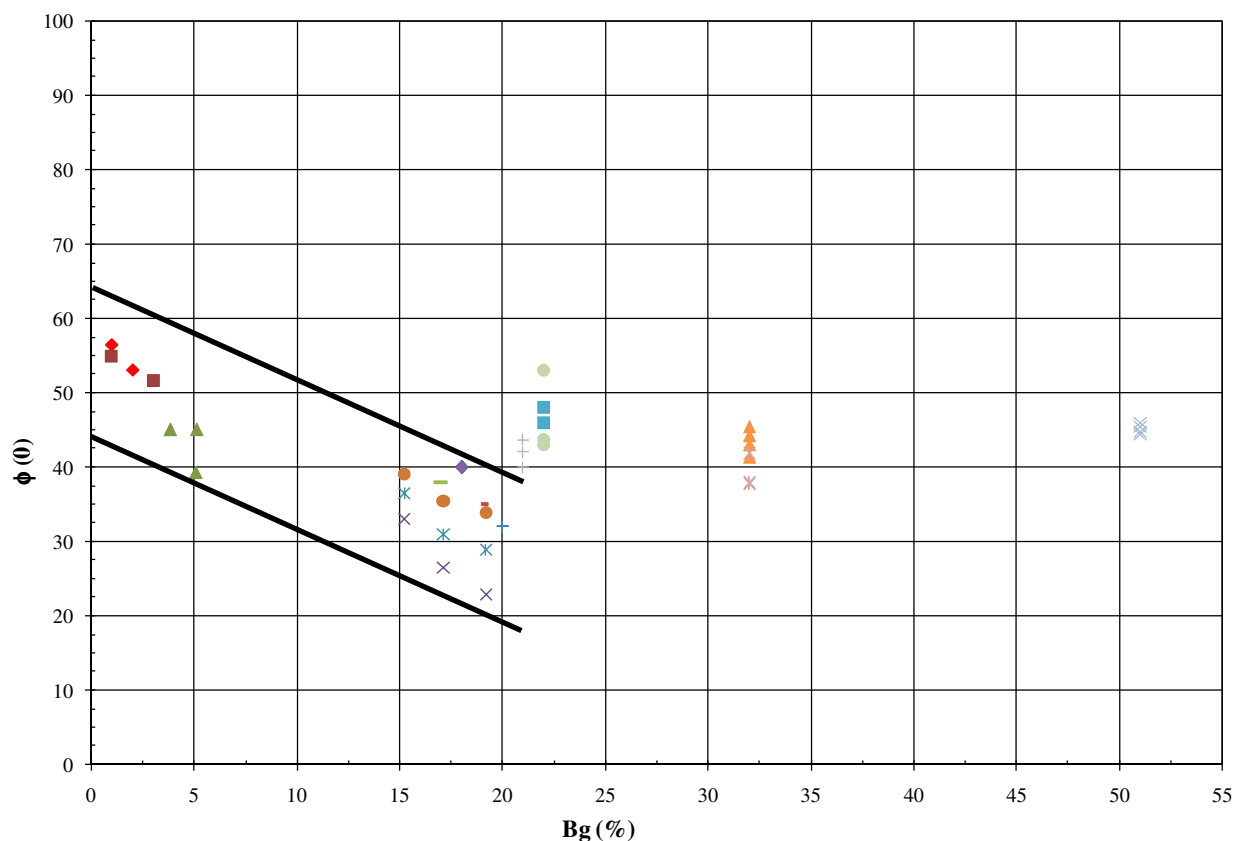


Figura 7.23 – Variação do ângulo de atrito com Cu, para diversos ensaios

Como pode ser observado os enrocamentos com resistência a compressão simples similares, tais como basaltos e granitos, apresentam uma tendência aparentemente linear, isto é, na medida em que há o aumento do coeficiente de uniformidade, há também o aumento do ângulo de atrito. Os únicos dados que destoaram deste comportamento foram os apresentados por Hummes (2007), o que era esperado, já que o seu material era um siltito, muito menos resistente que os demais. Esses valores situam-se abaixo das faixas delimitada pelas duas retas.

A Figura 7.24 mostra a relação entre o valor de ângulo de atrito (ϕ) e o parâmetro Bg que indica o grau de fraturamento das partículas da amostra.

Os resultados obtidos neste trabalho e os obtidos por Basso (2007) apresentaram-se bastante próximos. Observa-se na figura que, conforme a resistência, a compressão simples do material vai diminuindo há um aumento do índice de quebra e diminuição do ângulo de atrito. Por exemplo, os valores obtidos nesse trabalho e de Basso (2007) são provenientes de enrocamentos de basalto, e apresentam o menor índice de quebra e os maiores ângulos de atrito. Já os dados oriundos de granitos desagregados (Dias, 2001) e siltitos (Hummes, 2007) apresentam um maior valor de Bg e um menor ângulo de atrito. Os valores apresentados por Cruz e Nieble (1973) não foram comparados, pois como já foi dito, em seus ensaios o mesmo corpo de prova foi rompido quatro vezes, o que deve ter contribuído em muito para este alto índice de quebra, já que seus enrocamentos são provenientes do basalto.



- ◆ Trabalho atual - cisalhamento direto - basalto - E2 - UHE Machadinho
- Basso (2007) - cisalhamento direto - basalto são - UHE Campos Novos
- ▲ Basso (2007) - triaxial - basalto são - UHE Campos Novos
- × Hummes (2007) - cisalhamento direto - rejeito de beneficiamento de carvão Barro Branco - def 4,5%
- ✱ Hummes (2007) - cisalhamento direto - rejeito de beneficiamento de carvão Barro Branco - def 7,0%
- Hummes (2007) - cisalhamento direto - rejeito de beneficiamento de carvão Barro Branco - def 9,5%
- + Dias (2001) - cisalhamento direto - granito da Barragem da UHE Itabepi - 18kN/m³
- Dias (2001) - cisalhamento direto - granito da Barragem da UHE Itabepi - 19kN/m³
- Dias (2001) - cisalhamento direto - granito da Barragem da UHE Itabepi - 20kN/m³
- ◆ Dias (2001) - cisalhamento direto - granito da Barragem da UHE Itabepi - 21kN/m³
- Cruz e Nieble (1971) - cisalhamento direto - basalto A são da Barragem da UHE Capivara
- ▲ Cruz e Nieble (1971) - cisalhamento direto - basalto B são da Barragem da UHE Capivara
- × Cruz e Nieble (1971) - cisalhamento direto - basalto C são da Barragem da UHE Capivara
- Cruz e Nieble (1971) - compressão triaxial - basalto A são da Barragem da UHE Capivara
- ✱ Cruz e Nieble (1971) - compressão triaxial - basalto B são da Barragem da UHE Capivara
- + Cruz e Nieble (1971) - compressão triaxial - basalto C são da Barragem da UHE Capivara

Figura 7.24 – Variação do ângulo de atrito com Bg de diversos ensaios

Foi realizada também uma correlação entre o ângulo de atrito, densidade relativa, $D/d_{m\acute{a}x}$ e dimensão máxíma das partículas ($D_{m\acute{a}x}$), mas os gráfcos parecem não apresentar qualquer tendêncía, como mostra a Figura 7.25.

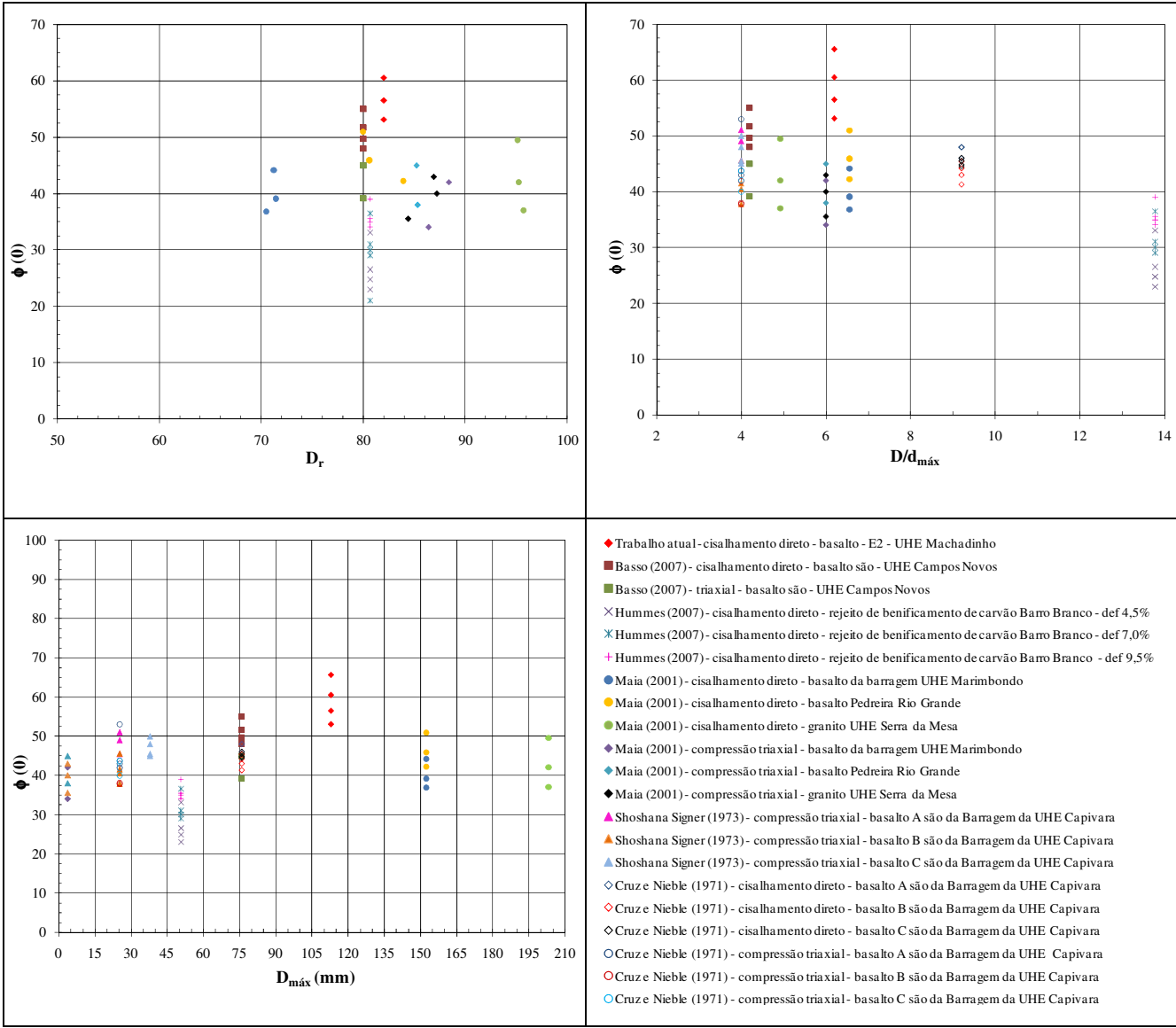


Figura 7.25 – Correlações ângulo de atrito x densidade relativa (D_r), $D/d_{m\acute{a}x}$ e dimensão máxíma das partículas($d_{m\acute{a}x}$)

Signer (1973) também observou em suas pesquisas que o coeficiente de uniformidade tem uma variação linear com o ângulo de atrito, e que ambos também têm correlação com a compacidade do material (Figura 7.26). Quanto mais compacto o material, maior seu C_u e maiores os valores de ϕ obtidos.

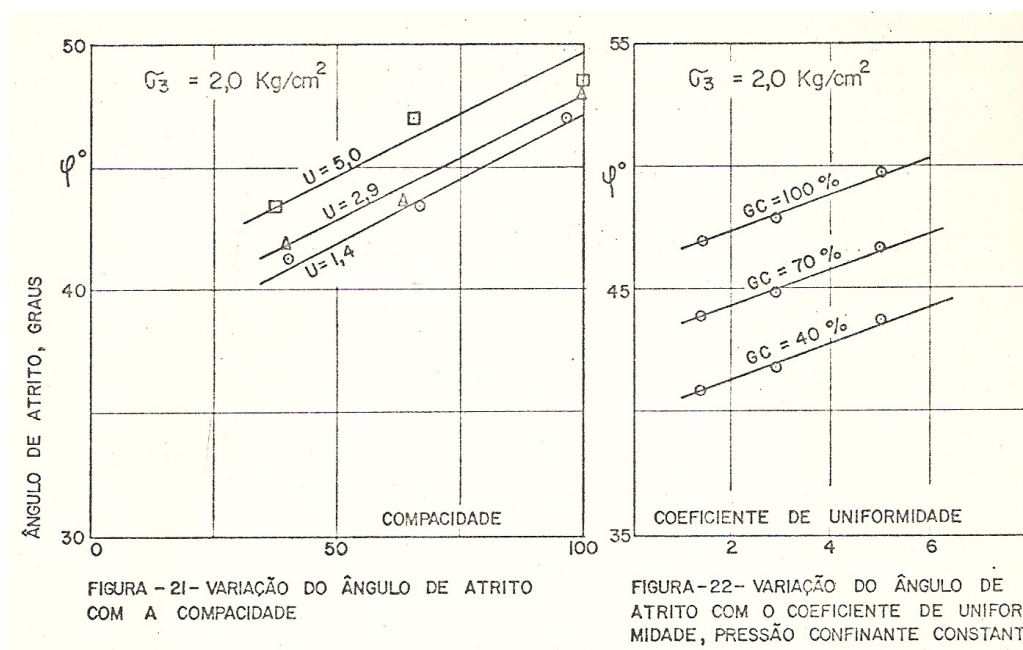


Figura 7.26 – Variação do ângulo de atrito com o C_u e compactação (Signer, 1973)

Como já foi mencionado, o coeficiente de uniformidade obtido nesse trabalho é bastante superior aos dos outros trabalhos, no entanto a densidade relativa é semelhante. Contudo, se observamos a curva tensão-deformação esta apresentou um comportamento muito similar aos de um material granular compacto, onde, após a ruptura, há uma queda abrupta da resistência. Nas curvas obtidas pelos demais pesquisadores, como Basso (2007) e Maia (2001), que ensaiaram materiais similares, este comportamento não foi observado, o que pode indicar que o material do presente trabalho ficou mais denso que os outros, sendo outro fator que justifica o maior ângulo de atrito.

Inserindo o material desse trabalho na classificação apresentada por Marsal e Resendiz (1975) e apresentada na Figura 7.27, observa-se que o material estudado se enquadra na faixa de basalto denso, bem graduado de partículas de elevada resistência. Para esta comparação utilizou-se os dados de resistência a abrasão e absorção obtidos por Pacheco (2005), de 15 e 3,5% respectivamente, e o coeficiente de uniformidade, obtido nesta pesquisa, de 13.

Resistência da partícula	Q_n 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 a 15	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

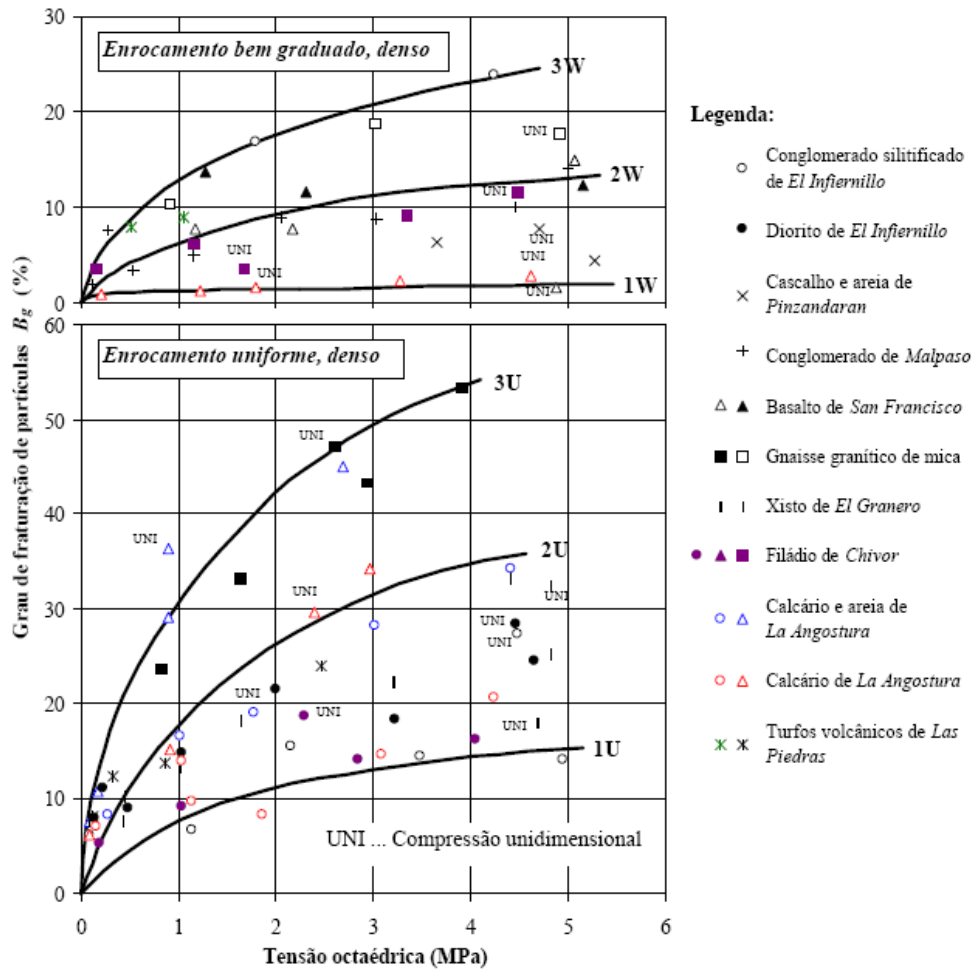


Figura 7.27 – Classificação dos enrocamentos e variação do grau de fraturamento com o nível de tensão octaédrica (Marsal e Resendiz, 1975)

CAPÍTULO 9. CONCLUSÕES

Quando se inicia uma pesquisa sobre ensaios de grandes dimensões, o primeiro assunto sempre abordado é a dificuldade de execução deste tipo de ensaio, já que leva muito tempo, e os resultados podem ter interferência de diversos fatores, como litologia, tamanho e forma dos grãos, distribuição granulométrica, densidade relativa, presença de água, trajetória de tensões, entre outros.

Nesta pesquisa foi também verificada esta dificuldade relatada por vários autores. A preparação de uma amostra no caso do ensaio de cisalhamento direto de dimensões 0,7x0,7x0,7m, muitas vezes chega a uma semana e envolve o trabalho de diversas pessoas. Além disso, os parâmetros adotados têm que ser determinados com muito rigor, uma vez que mal determinados, podem representar resultados de ensaio bastante distantes da situação de campo.

Os ensaios de caracterização e de cisalhamento direto de grandes dimensões realizados com os enrocamentos da UHE Machadinho, permitiram a observação e a conclusão de alguns comportamentos inerentes a este tipo de material. Conforme apresentados no decorrer deste capítulo.

- A curva granulométrica foi obtida através de uma curva paralela a de campo, onde o coeficiente de uniformidade (Cu) resultou em aproximadamente 13. A densidade relativa obtida para os ensaios foi de 82%.
- O material ensaiado apresenta um nível de resistência bastante elevado. O índice de quebra nos ensaios variou de 1% a 2%, e o coeficiente de forma obtido ficou em torno de 0,7 para os riodacitos e 0,8 para as brechas / BVA, bastante próximos aos obtidos por Pacheco (2007) que foram de 0,9 para os riodacitos e 1,0 para as brechas / BVA. Estes valores de coeficiente de forma indicam que são partículas de cantos arredondados e pontiagudos, o que é coerente, já que a maioria das partículas apresentava esta forma.
- Já em relação ao equipamento de cisalhamento, o mesmo apresentou uma boa resposta. A maior dificuldade constatada nos ensaios está vinculada ao atuador hidráulico vertical, que por ser manual, conforme aumentava-se a carga aplicada tornava-se muito difícil o controle do mesmo.

- Em relação a curva tensão-deformação obtida nos ensaios, observou-se que este material atinge a ruptura com deformações cisalhantes bastante pequenas. Para as tensões normais de 100 e 300kPa, a ruptura foi atingida com uma deformação aproximada de 2% e para as tensões de 500 e 700kPa, a ruptura foi atingida para deformações de 3%. Além disso, após atingir o pico de ruptura, este material sofreu uma perda brusca de resistência cisalhante, muito similar ao que ocorre nos materiais granulares compactos.
- Ficou bem claro também o comportamento dilatante deste material. De maneira geral, os LVDT 1 e 2, ambos localizados próximos às polias de reação apresentaram em todos os ensaios um comportamento dilatante, enquanto o LVDT 3 localizado próximo ao ponto de aplicação da carga do atuador hidráulico horizontal apresentou um comportamento inicial de redução de volume mas logo em seguida um comportamento dilatante. Isto mostra que os deslocamentos medidos nas extremidades das placas, pelos LVDT, não são uniformes. Ocorre uma rotação da placa de carga, onde a face do lado das polias de reação é deslocada para cima, e a face próxima a da aplicação da carga é deslocada para baixo. Este fato também foi observado por Maia (2001) em seus ensaios. Segundo Cea (1998) apud Maia (2001) este comportamento se deve à distribuição não uniforme das tensões ao longo da superfície de ruptura.
- A envoltória de ruptura obtida é nitidamente curva, sendo que esta pode ser representada segundo a equação de Melllo (1977). Os ângulos de atrito obtidos apresentaram um decréscimo com o aumento da tensão normal, como muitos outros autores já observaram.

No Capítulo 8 está apresentada a Tabela 7.6 que reúne uma série de resultados de resistência obtidos em ensaios de cisalhamento direto e triaxial disponíveis na literatura, referentes a materiais de diferentes litologias e procedimentos de ensaio diferentes. Com estes dados mais os apresentados na Figura 3.4, foi elaborada a Figura 7.21 que apresenta a relação entre o valor de ângulo de atrito (ϕ) e a pressão normal efetiva na superfície de ruptura. As seguintes conclusões podem ser inferidas a esta Figura.

- De forma geral, para materiais de resistência à compressão simples similares, os valores de ângulo de atrito (ϕ) dos ensaios triaxiais são inferiores aos de cisalhamento direto, como pode ser observado em detalhe na Figura 7.22.

- Quanto mais bem graduado o material (maior o valor de C_u), maior é o ângulo de atrito, como pode ser verificado na Figura 7.23.
- Quanto maior a resistência à compressão simples da rocha, maior é o ângulo de atrito e menor é o índice de quebra, como mostra a Figura 7.24.
- Segundo pesquisas realizadas por Signer (1973), a Figura 7.26 mostra que, quanto maior a compacidade do material, maior o ângulo de atrito. Se trouxermos esta conclusão para este trabalho, comparando as curvas tensão-deformação do mesmo com a de alguns pesquisadores (Basso, 2007 e Maia, 2001) que ensaiaram materiais similares, chega-se à conclusão que este foi o único que apresentou, após a ruptura, uma queda abrupta da resistência, indicando através de uma correlação com o comportamento das areias, que este é mais denso que os demais.
- Ao inserir os dados desta pesquisa na classificação apresentada por Marsal e Resendiz (1975), Figura 7.27, verificou-se que o material estudado se enquadra na faixa de basalto denso, bem graduado de partículas de elevada resistência, de acordo com o esperado nesta pesquisa e com o item anterior.
- Algumas tentativas de correlação não determinaram nenhuma tendência, apenas uma “nuvem” de pontos. Tais relações foram ângulo de atrito (ϕ) x densidade relativa, ângulo de atrito (ϕ) x $D/d_{m\acute{a}x}$ e de ângulo de atrito (ϕ) x dimensão máxima das partículas ($D_{m\acute{a}x}$), como mostra a Figura 7.25.

CAPÍTULO 10. SUGESTÕES

Como sugestão para ampliação da pesquisa sobre os enrocamentos em geral, e em específico os da UHE Machadinho, recomenda-se:

- Ampliar do banco de dados elaborado, fortalecendo o conhecimento do material.
- Executar ensaios triaxiais com enrocamentos com a mesma litologia ensaiada nesta pesquisa, para se ter um maior número de informações sobre o mesmo. Realizar com estes dados uma comparação com os obtidos por Pacheco (2005) no ensaio de compressão unidimensional e os obtidos neste trabalho nos ensaios de cisalhamento direto.
- Desenvolver ensaios de cisalhamento direto de grandes dimensões com o mesmo material utilizado nesta pesquisa, só que na condição inundada, para avaliar a diferença de comportamento.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Grão de pedregulho retidos na peneira de 4,8 mm: determinação da massa específica, massa específica aparente e da absorção.** Rio de Janeiro, Designação da norma: ABNT - NBR 6458.

AFFONSO, H. M. M., **Instrumentação para medir deslocamentos em barragens de enrocamento**, Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio De Janeiro - Puc-Rio, 18 p, 2004.

BASSO, R. V.; **Estudo tensão-deformação de um enrocamento visando barragens de enrocamento com face de concreto**, Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, pp. 1-102, 2007.

BECKER, E.; CHAN, C.; SEED, B.; **Strength and deformation characteristics of rockfill materials in plane strain and triaxial compression tests.** Department of Civil Engineering. University of California, California, pp. 1-121, 1972.

CESP – LCEC - Laboratório CESP de Engenharia Civil – **Acervo Técnico - Dados do relatório G-24/70 e G-26/70**, 1970 a 1973.

CHARLES, J.A.; WATTS, K.S. **The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill.** Géotechnique, n. 30, London, p. 353-67, 1980.

COOKE, J. B., **Progress in rockfill dam**, 18th Terzaghi Lecture, JGED, ASCE, 110(10), pp. 1381-1414, 1984.

COOKE, J. B., **The high CFRD dam**, International symposium on concrete faced rockfill Dams, Beijing, pp. 1-6, 2000.

CRUZ, P. E NIEBLE C. M., **Engineering Properties of Materials**, Geotechnique, Vol 16, pg 91 -128, 1971

DIAS, A. C.; Caracterização mecânica de enrocamentos através de ensaios de grandes escala visando barragens com face de concreto, Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília - UNB, PP. 1-114, 2001.

DONAGHE, R.; COHEN, M.; **Strength and deformation properties of rockfill**. U. S. Army Engineer. Technical report S-78-1. Vicksburg, 1978.

FERNANDES, A. R .D., **Relato tema 100 - Construções de barragem**, XXVII Seminário Nacional de Grandes Barragens, pp. 9-12, 2007.

FROSSARD E., **A new energy approach in granular media mechanics applications to rockfill dams**, Vingt deuxieme congres des grands barrages, Barcelona, pp. 1-16, 2006.

FUMAGALLI, E. **Test on cohesionless materials for rockfill dams**. ASCE, Journal of the soil mechanics and foundation division, SM1, January, pp. 313-330, 1969.

HOLTZ, W.; GIBBS. **Triaxial shear tests on previous gravelly soils**. Proc. A.S.C.E., Journal of the soil mechanic an foundation division, sm 1, pp. 313-330, 1956.

HUMMES, A. R, **Compressibilidade e resistencia ao cisalhamento de rejeitos de beneficiamento de carvão mineral em equipamentos de grandes dimensões**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, pp. 53-72, 2007.

LESLIE, D.; **Relationships between shear strength, gradation and index properties of rockfill materials**. Specialty session n°13. 7th International Conferation on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico, pp. 201-210, 1969.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. Massachusetts Institute of Technology, John Wiley & Sons, New York, pp. 1-553, 1969.

LUCHETTI, A. C., MACHADO, F. B., NARDY, A. J. R., SQUISATO, N., OLIVEIRA, M.A.F., Litoestratigrafia e Litogeoquímica das Rochas Vulcânicas Ácidas Associadas ao Vulcanismo Serra Geral, III Simpósio de Vulcanismo e Ambientes Associados, Cabo Frio, RJ, 2005.

MAIA, P.C.A. **Avaliação do comportamento geomecânico e de alterabilidade de enrocamentos**. Tese de doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio De Janeiro, PUC – Rio, Rio de Janeiro, p. 351, 2001.

MAURO, V.; Hunes, C.; Luz, P.A.C.; Alves, A.J.M **Machadinho HPP – Main Dam Design. Concrete Face Rockfill Dams – Second Symposium on CFRD**, Florianópolis, Brazil, pp.297-307, 1999.

MARQUES E MACHADO (2000) – **Foundation Treatments – J. Barry Cooke Volume** , Concrete Face Rockfill Dams, 20th ICOLD Conference and Benjing 2000 Symposium on Concrete Rockill Dams, Benjing, 2000.

MARSAL, R.J. **Mechanical properties of rockfill**. Embankment-Dam Engineering. Casagrande Volume, 1973.

MARSAL, R. ROSA, F.; **Mechanical properties of rockfill soil mixtures**. In: 12TH. Congress on Large Dams. 1976, México, vol. 1, 1976.

MATHESON, G. M.; **Relationship between compacted rockfill density and gradation**, J. Geotechnical Engineering ASCE, vol 112, n. 12. pp. 1119-1124, 1986.

NEVES, E. M. das; **Fills and embankments**. In: International Conference on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks, Athens, pp. 2023-2037, 1993.

NEVES, E. M. das.; **Algumas considerações sobre a mecânica dos enrocamentos**, Solos e Rochas: Revista Latino Americana de Geotecnia, Rio de Janeiro, v. 25, n. 3, pp. 161-203, 2002.

OLIVEIRA, T. C.; SAYÃO, A. S. F. J.; **Experiência brasileira na medição de deslocamentos em barragens de enrocamento**, 2º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, SPG/ABMS, Portugal. 10 p, 2004.

PACHECO, D.; **Compressão Unidimensional em enrocamento de basalto: Desenvolvimento do equipamento e realização de ensaios**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, 14 p, 2005.

PENMAN, A. D. M.; BURLAND, J. B.; CHARLES, J. A.; **Observed and predicted deformations in a large embankment dam during construction**. Proc. of the ICE, v. 49, 1971.

PINTO, N. L. S.; MARQUES, P.F.; MAURER, E. (1985) – **Foz do Areia Dam – Design Construction and Performance**. Edited by J. Barry Cooke and James L. Sherard., October 21, 1985.

PINTO, N. L. S.; MARQUES, F.; PEDRO, L.; MAURER, E.; **Foz do Areia Dam – Design, construction and behavior**, Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction and Performance, Edited by J. Cooke and James L. Sherard, 1985.

SIGNER, S., **Estudo Experimental da Resistência ao Cisalhamento dos Basaltos Desagregados e Desagregáveis de Capivara**, Dissertação de Mestrado, Universidade Politécnica de São Paulo, PP. 1-82, 1973.

THÁ, P. C., **Estudo das Condições de Fluxo pela Barragem de Terra**, Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio De Janeiro - Puc-Rio, pp. 26, 2007.

TERZAGHI, K., **Discussion on settlement of Salt Springs and Lower Bear River concrete face dams**, Trans. Amer. Soc. of civil engineers, Vol. 125, Part II, pp. 139-148, 1960.

USINA Hidrelétrica Machadinho: **Memória Técnica**. Florianópolis: NPE/UFSC, 2007. 387p.

VEIGA PINTO, A. V.; **Características de resistência e deformabilidade dos materiais de enrocamento**. Geotecnia, n. 27. Lisboa; 1979.

VEIGA PINTO, A. V.; **Características de resistência e deformabilidade dos materiais de enrocamento**, Geotecnia, n. 37, Lisboa, 1983.

SOUZA, E. L. da C., **Painel Aquífero Serra Geral**, XXVIII SEMAGEO – UFSC/2007

WATZKO, A.; **Barragem de enrocamento com face de concreto no Brasil**, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, pp. 12-64, 2007.