

**DESENVOLVIMENTO DE EQUIPAMENTO PARA ESTUDO DA
COMPRESSIBILIDADE DE ENROCAMENTOS DURANTE PROCESSOS
DE DEGRADAÇÃO.**

NAJLA DE OLIVEIRA VICENTE CARVALHO

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE - UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ
MARÇO -2009**

**DESENVOLVIMENTO DE EQUIPAMENTO PARA ESTUDO DA
COMPRESSIBILIDADE DE ENROCAMENTOS DURANTE PROCESSOS
DE DEGRADAÇÃO.**

NAJLA DE OLIVEIRA VICENTE CARVALHO

"Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro,
como parte das exigências para obtenção do
título de Mestre em Engenharia Civil".

Orientador: Paulo César de Almeida Maia
Co-orientador: Gustavo de Castro Xavier

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
MARÇO -2009

**DESENVOLVIMENTO DE EQUIPAMENTO PARA ESTUDO DA
COMPRESSIBILIDADE DE ENROCAMENTOS DURANTE PROCESSOS
DE DEGRADAÇÃO.**

NAJLA DE OLIVEIRA VICENTE CARVALHO

"Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro,
como parte das exigências para obtenção do
título de Mestre em Engenharia Civil".

Aprovada em 27 de Março de 2009

Comissão Examinadora:

Prof. Alberto S. F. J. Sayão (Ph.D., Eng. Civil) - PUC-Rio

Prof. Rodrigo Martins Reis (D.Sc, Eng. Civil) - UENF

Prof. Paulo César de A. Maia (D.Sc, Eng. Civil) - UENF - Orientador

Prof. Gustavo de C. Xavier (D.Sc, Eng. Civil) – UENF - Co-Orientador

**Dedico este trabalho
Aos meus pais,
Aos meus irmãos e
A Alan com amor.**

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, por nutrir sempre meu espírito de fé e humildade para encarar os desafios e as oportunidades da vida com toda garra e perseverança.

Aos meus pais, pela oportunidade que me proporcionaram ao investirem em minha educação, sempre acreditando onde eu iria chegar.

Aos meus irmãos e minha cunhada, pelo apoio e ajuda para que fosse concluído este trabalho.

Ao Alan pela dedicação, compreensão e companheirismo nos momentos de ausência.

Aos meus amigos, que me estimularam e acreditaram em meu objetivo.

A Furnas, CNPq, Faperj e UENF pelo apoio financeiro para o desenvolvimento do equipamento e da pesquisa.

A técnica do Laboratório de Engenharia Civil – LECIV, Vanúzia, pelo apoio e ajuda.

Um especial agradecimento ao técnico Milton do Laboratório de Engenharia Civil, pois sem a sua constante ajuda, este trabalho não poderia ser concretizado.

Ao bolsista David do Laboratório de Mecânica dos Solos, pelo auxílio na preparação das amostras, montagem do equipamento e execução dos ensaios.

Ao meu orientador, Paulo César de Almeida Maia, por suas sugestões no desenvolvimento deste trabalho e olhar sempre atento aos momentos de desânimo no decorrer deste caminho, e, principalmente, perseverança para o desenvolvimento desta pesquisa.

E a todos aqueles que, de uma forma ou de outra, apoiaram-me no desenvolvimento deste trabalho, o meu sincero agradecimento.

**"É melhor tentar e falhar,
que preocupar-se e ver a vida passar;
é melhor tentar, ainda que em vão,
que sentar-se fazendo nada até o final.
Eu prefiro na chuva caminhar,
que em dias tristes em casa me esconder.
Prefiro ser feliz, embora louco,
que em conformidade viver ..."**

Martin Luther King

RESUMO

A degradação observada em muitas barragens de enrocamentos, devido a fatores climáticos e químicos, e sua relação com a deformabilidade do enrocamento motivaram o desenvolvimento desta pesquisa para obtenção de metodologia para avaliação da durabilidade através de procedimentos de laboratório considerando a ação simultânea de esforços mecânicos e de processos de degradação.

Este trabalho apresenta um estudo experimental do comportamento de materiais constituídos de areia, calcário, granito e arenito sob compressão unidimensional, além de avaliar o efeito dos ciclos de saturação e secagem no arenito. Para a realização dos testes foi desenvolvido um equipamento, com capacidade de 500 kPa, o qual permite ensaiar amostras com 0,30 m de diâmetro e 0,30 m de altura, para ensaios de compressão unidimensional, e um equipamento de degradação automatizado para aplicação de ciclos de umidade no material. Nele é apresentada uma revisão bibliográfica, e desenvolvido um equipamento e faz-se um programa experimental de calibração e um ensaio de degradação.

São apresentadas as variações de compressibilidade dos materiais considerando os efeitos de nível das tensões de atrito de diferentes câmaras de compressão unidimensional, colapso por inundação durante a compressão e colapso por degradação na deformabilidade.

Os resultados indicam que a altura do corpo de prova, tipo de material, forma dos grãos e saturação do corpo de prova interferem significativamente nas deformações das amostras ensaiadas.

A metodologia empregada e os resultados obtidos indicam que o equipamento apresentou os resultados esperados dos ensaios, representando o comportamento da deformabilidade de enrocamentos devido a processos de degradação.

ABSTRACT

The pattern in many dams of rock fills due to climatic and chemical factors and its relationship with the deformability of rip-rap, motivated the development of this research methodology for assessing the durability of laboratory procedures by considering the simultaneous actions of mechanical efforts and degradation processes.

This paper presents an experimental study of the behavior of granular materials consisting of sands, calcareous, granite and sandstone rockfill under unidimensional compression, in addition to assessing the effect of saturation and drying cycles of the sandstone. For the testing was developed a equipment with capacity of 500 kPa, which allows test samples with a diameter of 0.30 m and 0.30 m in height for unidimensional compression tests, and a equipment of degradation for automated application of cycles of moisture in the material. There is a bibliographic review and developed a device and it is an experimental program for calibration and a test of degradation.

In this work are presented for changes in compressibility of the material considering the effects of level of tension of friction of different chambers of unidimensional compression, collapse by flooding during the compression and collapse of change in deformability.

The results indicate that the height of the specimen, type of material, shape of grain and saturation of the specimen significantly affect the deformation of the samples tested.

The methodology used and the results indicate that the equipment presented the results of tests, representing the behavior of the deformability of rock fills due to degradation processes.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1. Considerações iniciais e objetivos	1
1.2. Organização do trabalho	3
CAPÍTULO 2 – ENROCAMENTOS, EQUIPAMENTOS DE GRANDES DIMENSÕES E DEGRADAÇÃO DE ENROCAMENTOS.	5
2.1. Enrocamentos e seu comportamento geomecânico	5
2.1.1. Fatores que condicionam o comportamento mecânico dos enrocamentos	6
2.2. Equipamento de compressão unidimensional de grandes dimensões	12
2.3. Alterabilidade de enrocamentos	17
2.3.1. Mecanismos de degradação	18
2.3.2. Efeitos da degradação	18
2.3.3. Metodologia de avaliação da alterabilidade de enrocamentos	20
2.3.4. Aceleração da degradação no laboratório	25
2.4. Considerações finais	28
CAPÍTULO 3 – EQUIPAMENTO DESENVOLVIDO, MATERIAL DE ESTUDO E PROGRAMA EXPERIMENTAL	29
3.1. Equipamento para ensaios de compressão e degradação	29
3.2. Materiais de estudo	41
3.2.1. Areia quartzosa lavada	41
3.2.2. Rocha Arenítica	42
3.2.3. Rocha Calcária	48
3.2.4. Rocha Granítica	48
3.3. Programa Experimental	49
3.3.1. Avaliação do atrito	50
3.3.2. Avaliação do colapso devido à inundação	52
3.3.3. Avaliação do colapso devido à degradação	53
3.4. Considerações finais	55
CAPÍTULO 4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.	57
4.1. Efeito do atrito no fator escala	57
4.2. Efeito do tipo de apoio, altura do corpo de provas, angulosidade do grão e	61

litologia	
4.3. Degradação por inundação	74
4.4. Degradação por ciclos de umidade	81
4.5. Considerações finais	87
CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	90
5.1. Quanto ao equipamento de compressão e degradação	90
5.2. Quanto à metodologia utilizada	90
5.3. Quanto à avaliação do nível das tensões de atrito para diferentes câmaras de compressão	91
5.4. Quanto à avaliação do nível das tensões de atrito para diferentes alturas do corpo de prova	91
5.5. Quanto à avaliação do nível das tensões de atrito para diferentes tipos de material	91
5.6. Quanto à avaliação da degradação por inundação	92
5.7. Quanto à avaliação da degradação por ciclos de umidade	92
5.8. Recomendações	93
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	94
ANEXO I – ENSAIOS NA AREIA	105
ANEXO II – ENSAIOS NO PEDREGULHO DE CALCÁRIO	110
ANEXO III – ENSAIOS NO PEDREGULHO DE GRANITO	119
ANEXO IV – ENSAIOS NO PEDREGULHO DE ARENITO	125

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Curvas de deformação uniaxial vs. tensão axial em compressão unidimensional em enrocamentos de granulometria uniforme (Nobari e Duncan, 1972).	11
Figura 2.2 – Classificação dos ensaios para avaliação da degradação (apud Salles, 2006).	21
Figura 2.3 - Metodologia para avaliação da durabilidade (Maia et al., 2003)	22
Figura 3.1 – Partes constituintes do equipamento de compressão.	30
Figura 3.2 – Partes constituintes do equipamento de degradação.	30
Figura 3.3 – Cilindro utilizado na câmara de compressão unidimensional.	31
Figura 3.4 – Base rígida circular.	31
Figura 3.5 - Detalhe dos três parafusos de apoio da base circular.	32
Figura 3.6 - Detalhe dos extensômetros.	32
Figura 3.7 – Braço de alavanca.	33
Figura 3.8 – Pendural.	33
Figura 3.9 – Pórtico de transmissão de carga.	34
Figura 3.10 – Contra peso utilizado no equipamento.	34
Figura 3.11 – Detalhe do pino de rotação do braço de alavanca.	35
Figura 3.12 – Distância entre o pino e o centro do contra peso.	35
Figura 3.13 – Sistema de transmissão de carga.	36
Figura 3.14 – Extensômetros para medição dos deslocamentos verticais.	36
Figura 3.15 – Câmara de degradação.	37
Figura 3.16 – Painel de Controle da Câmara de Degradação.	38
Figura 3.17 – Sistema de bombas utilizado no equipamento.	38
Figura 3.18 – Sensores de nível d'água.	39
Figura 3.19 – Reservatórios de água para ensaios de saturação.	40
Figura 3.20 – Sistema de esvaziamento da câmara de degradação.	40
Figura 3.21 - Areia utilizada nos ensaios.	41
Figura 3.22 - Granulometria da areia quartzosa lavada utilizada nos ensaios.	42
Figura 3.23 - Barragem de Manso, Cuiabá – MT.	43
Figura 3.24 – Enrocamento da Barragem de Manso.	43

Figura 3.25 – Faixas granulométricas dos enrocamentos da Barragem de Manso. (FURNAS, 1997)	44
Figura 3.26a – Enrocamento da Barragem de Manso.	45
Figura 3.26b – Enrocamento da Barragem de Manso.	45
Figura 3.27 – Enrocamento abaixo do nível mínimo do reservatório da Barragem de Manso.	46
Figura 3.28 - Pedregulho de arenito utilizado nos ensaios.	47
Figura 3.29 – Granulometria do arenito utilizado nos ensaios.	47
Figura 3.30 – Pedregulho de rocha calcária com grãos angulosos (à esquerda) e arredondados (à direita).	48
Figura 3.31 – Pedregulho de rocha Granítica.	49
Figura 3.32 – Equipamento de adensamento tradicional.	51
Figura 3.33a – Câmara de compressão apoiada na base.	52
Figura 3.33b – Câmara de compressão suspensa.	52
Figura 3.34 – Curvas de saturação e secagem obtidas em ensaios de absorção e secagem.	55
Figura 4.1 - Variação da tensão com a deformação vertical em corpos de prova com D_r igual a 95% em câmaras com diferentes diâmetros.	58
Figura 4.2 - Variação da tensão com a deformação vertical em corpos de prova com D_r igual a 15% em câmaras com diferentes diâmetros.	58
Figura 4.3 - Variação do módulo oedométrico com a tensão vertical em corpos de prova com $D_r = 95\%$.	59
Figura 4.4 - Variação do módulo oedométrico com a tensão vertical em corpos de prova com $D_r = 15\%$.	60
Figura 4.5 - Variação do atrito lateral com a deformação vertical.	61
Figura 4.6 - Variação da tensão axial <i>versus</i> deformação axial do pedregulho de calcário anguloso, em câmara apoiada e variação da altura dos corpos de prova.	62
Figura 4.7 - Variação da tensão axial <i>versus</i> deformação axial do pedregulho de calcário anguloso, em câmara suspensa e variação da altura dos corpos de prova.	62
Figura 4.8 - Variação da deformação axial com a altura do corpo de provas para diferentes níveis de σ'_v - Pedregulho de calcário anguloso e câmara apoiada.	63

Figura 4.9 – Variação da deformação axial com a altura do corpo de provas para diferentes níveis de σ'_v - Pedregulho de calcário anguloso e câmara suspensa.	63
Figura 4.10 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para diferentes alturas do corpo de provas - Pedregulho de calcário anguloso e câmara apoiada.	64
Figura 4.11 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para diferentes alturas do corpo de provas - Pedregulho de calcário anguloso e câmara suspensa.	65
Figura 4.12 - Variação da tensão axial <i>versus</i> deformação axial do Pedregulho de calcário arredondado, em câmara apoiada e variação da altura dos corpos de prova.	66
Figura 4.13 - Variação da tensão axial <i>versus</i> deformação axial do Pedregulho de calcário arredondado, em câmara suspensa e variação da altura dos corpos de prova.	66
Figura 4.14 - Variação da deformação axial com a altura do corpo de provas para diferentes níveis de σ'_v - Pedregulho de calcário arredondado e câmara apoiada.	67
Figura 4.15 - Variação da deformação axial com a altura do corpo de provas para diferentes níveis de σ'_v - Pedregulho de calcário arredondado e câmara suspensa.	67
Figura 4.16 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para diferentes alturas do corpo de provas - Pedregulho de calcário arredondado e câmara apoiada.	68
Figura 4.17 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para diferentes alturas do corpo de provas - Pedregulho de calcário arredondado e câmara suspensa.	68
Figura 4.18 – Variação do módulo M com a tensão vertical para pedregulhos de calcário arredondado ou anguloso e câmara apoiada ou suspensa.	69
Figura 4.19 - Variação da tensão axial <i>versus</i> deformação axial do pedregulho de granito anguloso, em célula apoiada e variação da altura dos corpos de prova.	70
Figura 4.20 - Variação da tensão axial <i>versus</i> deformação axial do pedregulho de granito anguloso, em célula suspensa e variação da altura dos corpos de prova.	70
Figura 4.21 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para diferentes alturas do	71

corpo de provas - Pedregulho de granito anguloso e câmara apoiada.	
Figura 4.22 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para diferentes alturas do corpo de provas - Pedregulho de granito anguloso e câmara suspensa.	71
Figura 4.23 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para diferentes alturas do corpo de provas - Pedregulho de granito anguloso e câmara apoiada.	72
Figura 4.24 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para diferentes alturas do corpo de provas - Pedregulho de granito anguloso e câmara suspensa.	72
Figura 4.25 - Variação da tensão axial <i>versus</i> deformação axial dos pedregulhos, em célula suspensa e altura dos corpos de prova igual a 10 cm.	73
Figura 4.26 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para diferentes pedregulhos, com câmara suspensa e altura dos corpos de prova igual a 10 cm.	74
Figura 4.27 - Variação da tensão axial <i>versus</i> deformação axial do pedregulho de arenito anguloso, em célula suspensa para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 30,70 kPa.	75
Figura 4.28 - Variação da tensão axial <i>versus</i> deformação axial do pedregulho de calcário anguloso, em célula suspensa para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 30,70 kPa.	76
Figura 4.29 - Variação da tensão axial <i>versus</i> deformação axial do pedregulho de granito anguloso, em célula suspensa para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 30,70 kPa.	76
Figura 4.30 - Variação da tensão axial <i>versus</i> deformação axial do pedregulho de arenito anguloso, em célula suspensa para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 122,80 kPa.	77
Figura 4.31 - Variação da tensão axial <i>versus</i> deformação axial do pedregulho de calcário anguloso, em célula suspensa para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 122,80 kPa.	77
Figura 4.32 - Variação da tensão axial <i>versus</i> deformação axial do pedregulho de granito anguloso, em célula suspensa para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 122,80 kPa.	78
Figura 4.33 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para o Pedregulho de arenito anguloso, em célula suspensa, para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 30,70 kPa.	78

Figura 4.34 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para o Pedregulho de calcário anguloso, em célula suspensa, para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 30,70 kPa.	79
Figura 4.35 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para o Pedregulho de granito anguloso, em célula suspensa, para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 30,70 kPa.	79
Figura 4.36 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para o Pedregulho de arenito anguloso, em célula suspensa, para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 122,80 kPa.	80
Figura 4.37 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para o Pedregulho de calcário anguloso, em célula suspensa, para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 122,80 kPa.	80
Figura 4.38 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para o Pedregulho de granito anguloso, em célula suspensa, para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 122,80 kPa.	81
Figura 4.39 – Curvas dos ciclos de saturação e secagem para a tensão de 30,70 kPa.	82
Figura 4.40 – Curvas dos ciclos de saturação e secagem para a tensão de 122,80 kPa.	82
Figura 4.41 – Número de ciclos vs. deformação axial para ensaio de ciclagem na tensão de 30,70 kPa.	83
Figura 4.42 – Número de ciclos vs. deformação axial para ensaio de ciclagem na tensão de 122,80 kPa.	83
Figura 4.43 - Variação da tensão axial <i>versus</i> deformação axial do pedregulho de arenito anguloso, em célula suspensa para ensaios seco, saturado e ciclagem na tensão 30,70 kPa.	84
Figura 4.44 - Variação da tensão axial <i>versus</i> deformação axial do pedregulho de arenito anguloso, em célula suspensa para ensaios seco, saturado e ciclagem na tensão 122,80 kPa.	85
Figura 4.45 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para o pedregulho de arenito anguloso, em célula suspensa, para ensaios seco, saturado e ciclagem na tensão 30,70 kPa.	85

Figura 4.46 - Variação do módulo M com a tensão σ_v para o pedregulho de arenito anguloso, em célula suspensa, para ensaios seco, saturado e ciclagem na tensão 122,80 kPa.	86
Figura 4.47 – Comparativo das deformações axiais para o pedregulho de arenito anguloso, em célula suspensa, para ensaios de inundação e ciclagem nas tensões 30,70 e 122,80 kPa.	87

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Fatores que interferem no comportamento mecânico dos enrocamentos.	7
Tabela 2.1 – Fatores que interferem no comportamento mecânico dos enrocamentos (continuação).	8
Tabela 2.2 - Tipos de câmaras de compressão unidimensional	14
Tabela 2.3 – Ensaio de compressão unidimensional de grandes dimensões (adaptada Pacheco, 2005)	16
Tabela 2.4 – Mecanismos de degradação de natureza física e química em materiais geotécnicos.	18
Tabela 2.5 - Ensaio utilizado na determinação das características dos materiais de enrocamento.	24
Tabela 2.6 - Ensaio de degradação acelerada no laboratório para materiais geotécnicos.	26
Tabela 3.1 – dos Materiais vs. Parâmetros Avaliados.	50

LISTA DE SÍMBOLOS

Abreviações:

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
APM.....	Aproveitamento Múltiplo
ASTM	American Society for Testing Materials
BSI	British Standards Institution
c.p.	Corpo de prova
CEDEX	Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas
CEMAGREF...	Institut de Recherche pour l'Ingénierie de l'Agriculture et de l'Environnement
CESP.....	Companhia Elétrica de São Paulo
CFE	Comisión Federal de Electricidad (México)
CIRIA	Construction Industry Research and Information Association
EN.....	Europäische Norm
ISMES.....	Instituto de Mecânica dos Solos
ISRM.....	International Society for Rock Mechanics
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Portugal
N.A.....	Nível d'água
Nº.....	Número
UENF.....	Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
UK.....	United Kingdom
UNAM.....	Universidad Autónoma de Méjico (Instituto de Ingeniería)
USA.....	United States of American
WDD.....	Water Development Department

Símbolos:

Bg.....	Grau de fraturamento das partículas do material (Marsal, 1973a)
D.....	Dimensão mínima do corpo de prova de enrocamento
dmax	Dimensão máxima da partícula
DR.....	Densidade relativa

ϵ_vDeformação axial
#.....Peneira
“.....Polegadas
 σ'_vTensão axial vertical
K.....Relação entre tensão horizontal e vertical

Unidades:

cm.....Centímetro
g.....Grama
°C.....Grau centígrado
h.....Hora
h.....Altura
t.....Tempo
kg.....Quilograma
km².....Quilômetro quadrado
kNQuilo-Newton (103 N)
kPaQuilo-Pascal (103 Pa)
m.....Metro
m³.....Metro Cúbico
min.....Minuto
mm.....Milímetro
MW.....MegaWatt
s.....Segundo
°.....Grau

Capítulo 1 – *INTRODUÇÃO*

1.1 . Considerações iniciais e objetivos

As barragens em um contexto mais geral representam uma barreira artificial, feita em cursos de água para a retenção de grandes quantidades de água. A sua utilização é, sobretudo, para abastecimento de água em zonas residenciais, agrícolas e industriais, para produção de energia elétrica ou para regularização de um curso d'água. No meio geotécnico, as barragens também desempenham outras funções mais específicas, como as barragens de rejeito.

Na construção de barragens são utilizados normalmente diferentes tipos de materiais que desempenham diferentes funções. Os materiais mais comuns para construção de barragens são o concreto, o solo e o enrocamento.

Os maciços de enrocamento, particularmente, são utilizados normalmente como elementos de estabilização dos taludes de montante e de jusante ou como elemento de proteção contra a erosão dos taludes, especialmente na região de variação do nível d'água do reservatório da barragem. Os enrocamentos são compostos por fragmentos de rocha compactados em camadas, ajustados manualmente ou mecanicamente ou lançados nos taludes. Destaca-se que o peso e o imbricamento entre as partículas dos enrocamentos são os principais responsáveis pela estabilidade da obra.

Apesar dos enrocamentos serem utilizados desde os tempos mais remotos, os métodos empregados na construção mostraram significativo desenvolvimento somente nos últimos cinquenta anos. Tal desenvolvimento ocorreu, principalmente, na tecnologia de equipamentos e processos de desmonte, transporte e densificação de materiais rochosos. Destaca-se, ainda, a evolução do conhecimento sobre o comportamento dos maciços de enrocamento, que impulsionou o uso crescente de previsões de comportamento de enrocamentos,

baseadas em dados de instrumentações no campo e de ensaios no laboratório (Maia, 2001).

Contudo, ainda há limitações ou impedimentos de ordem prática para a execução de ensaios de laboratório em corpos de prova de enrocamento em escala real. A determinação dos parâmetros geotécnicos destes materiais a partir de ensaios no laboratório em corpos de prova em escala reduzida pode gerar erros consideráveis entre os valores calculados e os observados no campo (Marsal, 1977).

Além da dificuldade em transmitir parâmetros de laboratório para um escala real, os enrocamentos, como materiais rochosos utilizados em obras da construção civil, sofrem processos de degradação que interferem diretamente no comportamento da barragem ao longo da sua vida útil. Dentre os principais efeitos da degradação da rocha constituinte no comportamento dos enrocamentos destacam-se: redução da resistência, aumento da deformabilidade, modificação da permeabilidade e a redução da aderência ou adesividade (Maia, 2001).

A degradação do enrocamento constitui-se nas modificações das características das rochas e seus minerais constituintes, em virtude de sua exposição aos agentes do meio ambiente exógeno. Tais modificações ocorrem de modo gradativo e originam produtos de degradação estáveis nas novas condições de temperatura e pressão do meio. Nos enrocamentos, os principais agentes de degradação são de ordem climática, envolvendo processos físicos e/ou processos químicos. Um importante processo de degradação dos enrocamentos ocorre devido às variações de umidade da rocha. Isso é provocado especialmente pelas variações de umidade da rocha que ocorrem devido à flutuação do nível do reservatório da barragem, da umidade relativa do ar, além do umedecimento provocado pelas precipitações e secagem pela insolação.

Estes efeitos são de fundamental importância no estudo do comportamento de materiais rochosos utilizados como enrocamentos e constituem tema de vários relatos na literatura nacional e internacional: Frazão e Caruso (1983), Farran e Thénoz (1965), Rodrigues (1975) e Maia (2001), entre outros.

Apesar da presença dos agentes de degradação em qualquer barragem de enrocamento, é importante considerar a susceptibilidade da rocha à degradação na determinação da vida útil da obra. Dentre as rochas frequentemente utilizadas na construção de enrocamentos, o basalto, o arenito e o quartzito podem ser citadas como exemplo de materiais susceptíveis à degradação.

Apesar da aparente facilidade na identificação de materiais susceptíveis à alteração, a complexa interação entre os agentes exógenos do meio ambiente e as diferentes litologias e características estruturais das rochas e do enrocamento justificam a necessidade de estudos para previsão da durabilidade de materiais de enrocamento. Isto motiva, também, a pesquisa de metodologias para avaliação da interferência da degradação no comportamento mecânico dos enrocamentos.

Neste sentido, esta pesquisa tem por objetivo contribuir para o aprimoramento das técnicas de determinação das características mecânicas e de durabilidade dos enrocamentos. Para isto faz-se o desenvolvimento de um equipamento de grandes dimensões capaz de avaliar as características de compressibilidade durante o processo de degradação do material de enrocamento. Neste trabalho dá-se ênfase na avaliação da influência da altura do corpo de prova, da litologia da rocha, da angulosidade dos grãos e do tipo de apoio da câmara de compressão confinada no desenvolvimento de atrito nos corpos de prova durante o processo de degradação.

1.2. Organização do trabalho

Esta dissertação apresenta os ensaios realizados no equipamento desenvolvido, fazendo uma análise do comportamento desses materiais, submetidos à compressão unidimensional e a processos de degradação, chegando a conclusões que possam auxiliar no maior conhecimento destes materiais. Para isto, o trabalho é dividido em cinco capítulos cujo conteúdo é resumido a seguir:

O Capítulo 1 faz a introdução do assunto sintetizando as principais justificativas e objetivos do trabalho.

O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica onde são abordados temas como: definição de enrocamento e fatores que influenciam no seu comportamento geomecânico, alterabilidade de maciços rochosos e ensaios de compressão unidimensional (grandes dimensões) e de alterações, descrevendo algumas pesquisas realizadas anteriormente onde foram utilizados estes ensaios.

O Capítulo 3 descreve o equipamento desenvolvido na pesquisa de mestrado, os materiais de estudo e o programa experimental.

O Capítulo 4 é dedicado à apresentação dos resultados de ensaios no laboratório mostrando os resultados dos ensaios de caracterização do material granular, ensaio de compressão unidimensional e degradação do material. Além disso, são expostas as análises realizadas com os ensaios de laboratório apresentados neste capítulo.

O Capítulo 5 contém as conclusões, bem como algumas sugestões para a continuidade de pesquisas sobre o comportamento de enrocamentos.

Ao final apresentam-se a lista das referências bibliográficas e os anexos I, II, III e IV. Nos anexos são apresentados os ensaios realizados para cada material utilizado na pesquisa: areia, calcário, granito e arenito.

Capítulo 2 – Enrocamentos, equipamentos de grandes dimensões e degradação de enrocamentos.

Este capítulo apresenta uma revisão bibliográfica objetivando a necessidade do conhecimento do comportamento geomecânico dos enrocamentos a fim de permitir a análise dos resultados experimentais obtidos na pesquisa. Além disto, faz-se a revisão referente a equipamentos para ensaios em enrocamentos, especialmente para compressão confinada, para balizar o desenvolvimento do equipamento de grandes dimensões realizado no trabalho. Por fim, aborda-se o tema alterabilidade de enrocamentos, considerando que este é o enfoque principal da pesquisa.

2.1. Enrocamentos e seu comportamento geomecânico

A definição do termo enrocamento ainda sofre alterações na proporção em que evoluem os projetos e os métodos construtivos aplicados principalmente a barragens (Fraiha Neto, 1996). O conceito mais atualizado do termo enrocamento foi dado por Maia (2001) que caracterizou este material de construção, em relação a granulometria, como um conjunto de partículas rochosas com diâmetro entre 2 a 200 cm, podendo apresentar pequena porcentagem de finos (material que passa na peneira com abertura de 4,76 mm).

A dimensão e o tipo das partículas usadas no enrocamento estão diretamente relacionados à disponibilidade do material e finalidade da obra. Atualmente, não existem limitações na definição do diâmetro mínimo das partículas de enrocamentos. Normalmente, especifica-se o limite da porcentagem de material fino, de modo a garantir que não ocorra desenvolvimento de pressões nos poros do enrocamento. Com essa finalidade, Maranha das Neves (2002) recomenda que a porcentagem de elementos com dimensão inferior a 0,074mm (peneira 200 da ASTM) não deve exceder 10%. Com isso garante-se que o coeficiente de permeabilidade seja superior a 10^{-5} m/s. Já a dimensão máxima depende,

principalmente, do tipo de equipamento de compactação e da espessura da camada. Segundo Fraiha Neto (1996), o diâmetro máximo deve ser de aproximadamente $\frac{3}{4}$ da altura da camada. No entanto é comum em barragens brasileiras a igualdade entre o diâmetro máximo e a espessura da camada.

Conclui-se que do ponto de vista granulométrico, a definição de enrocamento é relativamente ampla, mas é dependente da estrutura em que se pretende utilizar. Sob o aspecto comportamental, o enrocamento pode ser considerado um material tipo, diferente das areias e argilas. Isso se justifica pelo fato de exibirem fraturação e esmagamento para estados de tensão muito baixos (Maranha das Neves, 2002).

2.1.1. Fatores que Condicionam o Comportamento Mecânico dos Enrocamentos.

A bibliografia técnica apresenta vários estudos sobre os fatores que influenciam no comportamento dos enrocamentos. Os trabalhos de Veiga Pinto (1979), Maia (2001) e Pacheco (2005) consolidam importantes informações, dando destaque aos principais fatores que influenciam no comportamento dos materiais de enrocamento. A Tabela 2.1 apresenta resumidamente as principais conclusões obtidas a partir destes trabalhos, bem como as referências utilizadas para isto.

De modo geral, o estudo dos diversos fatores que influenciam as propriedades tensão vs. deformação dos materiais de enrocamento tem por objetivo permitir análises de previsão de seu comportamento mecânico. Isso é feito normalmente através da modelagem do maciço numericamente ou em uma escala reduzida de laboratório. Em qualquer caso, espera-se que os resultados sejam extrapoláveis para as condições de campo.

Tabela 2.1 – Fatores que interferem no comportamento mecânico dos enrocamentos.

<i>Fator</i>		<i>Principais Referências</i>	<i>Principais Conclusões</i>
Tensões atuantes		Marsal(1975) Maia(2001)	Deformação de enrocamentos depende das tensões atuantes na estrutura granular, nas partículas ou em ambas.
Partículas constituintes do enrocamento	Forma das partículas	Fraiha Neto (1996) Marsal (1973) Hom e Deere (1962) Maia (2001)	Materiais constituídos por partículas angulosas são mais deformáveis do que os compostos de elementos arredondados.
	Dimensão das partículas		Para um enrocamento submetido ao mesmo estado de tensão, arranjo estrutural (forma da distribuição granulométrica) e densidade relativa, a compressibilidade do material aumenta com o aumento das dimensões das partículas.
	Atrito entre as partículas		O efeito do atrito entre partículas, importante nos materiais dilatantes, anula-se praticamente nos materiais de enrocamentos constituídos de partículas de baixa resistência.
	Mineralogia		Mineralogia afeta as propriedades mecânicas dos materiais granulares pela influência no coeficiente de atrito e na resistência à quebra das partículas.
	Estado de degradação das rochas		Degradação da rocha interfere na resistência ao fraturamento e nas dimensões das partículas do enrocamento.

Com relação aos fatores apresentados na Tabela 2.1, a maioria é passível de simulação em escala de laboratório. No estudo da durabilidade de materiais de enrocamento no laboratório, no entanto, além do estado de alteração da rocha, os seguintes fatores merecem destaque especial: efeito escala, estado de compacidade e adição de água.

Estado de alteração da rocha

O estado de degradação da rocha pode ser considerado um difícil fator para simulação em laboratório. Isto se justifica pela impossibilidade de simulação exata das condições de degradação natural do campo em condições controladas de laboratório. Apesar disto, Maia (2001) e Salles (2006) sugerem que a degradação acelerada através da lixiviação contínua ou por ciclos de umidade podem simular a degradação do enrocamento no campo.

Tabela 2.1 – Fatores que interferem no comportamento mecânico dos enrocamentos (continuação).

Fator	Principais Referências	Principais Conclusões	Fator
Enrocamento como meio granular	Estado de compactidade	Veiga Pinto (1979) Fraiha Neto (1996) Saboya Jr. (1993)	Depende da granulometria, tanto em termos de tamanho e forma dos grãos quanto da distribuição granulométrica.
	Distribuição granulométrica	Lopes (2000) Fumagalli (1969) Becker <i>et al.</i> (1972) Baumann (1960) Sowers <i>et al.</i> (1965) Kjaernsli e Tornblaa (1966)	Característica granulométrica mais utilizada no estudo de enrocamentos é a dimensão máxima das partículas $d_{100} = d_{max}$. Afeta o comportamento mecânico dos materiais granulares devido à influência no fraturamento das partículas. Materiais bem graduados possuem menor nível de fraturamento das partículas do que para os de graduação uniforme.
	Adição de água	Marsal e Ramírez (1967) Marsal (1972) Lowe (1964) Leslie (1969)	Com a adição de água em enrocamentos, ocorre o aumento das deformações com o aumento do nível de tensão. O colapso em enrocamentos é gerado pela ruptura das partículas constituintes, diferente dos solos que é gerado pela ruptura da estrutura das partículas (desestruturação).
	Inclusão de finos	Marachi <i>et al.</i> (1972)	Inclusão de finos nos vazios existentes nos compostos de enrocamento reduz a quebra das partículas, assim como os valores do ângulo de atrito.
	Dimensão da Amostra (efeito escala)	Cea e Ollala (1993) Zeller e Wullimann (1957) Veiga Pinto (1982) Caproni Jr. <i>et al.</i> (1998) Vallerga <i>et al.</i> (1957) Tombs (1969) Thiers e Donovan (1981) Marsal (1973 a) Penman (1971)	Utilização de curva granulométrica paralela à do material no campo ou curva granulométrica truncada, para melhor representatividade do material em campo. A densidade dos corpos de prova modelados no laboratório é melhor representada pela reprodução da densidade relativa do material no campo. Avaliação do efeito de escala pode ser dificultada pela interferência de fatores como: maior ou menor uniformidade da granulometria, as porcentagens das diferentes frações granulométricas, a forma e a resistência das partículas. Relações de D/d_{max} de 4 a 6 são as mais utilizadas na prática.
Procedimentos de ensaio	Trajetória de tensões	Sayão e Castro (1998) Holtz e Gibbs (1956)	Em enrocamentos, depende não somente da geometria do aterro, mas também do comportamento tensão vs. deformação do material, o qual é relacionado com o fraturamento das partículas. Descontinuidade do meio interfere na distribuição de tensões do aterro de enrocamento e, conseqüentemente, na trajetória de tensões.
	Tipo de ensaio		Dentre os ensaios realizados para determinação das características dos enrocamentos, somente o ensaio de compressão unidimensional, não utiliza equipamentos com controle da deformação, pois os equipamentos de tensão controlada não permitem a observação de comportamento pós-ruptura.
	Velocidade de cisalhamento		Velocidade de cisalhamento usual de laboratório não afeta significativamente as características mecânicas dos enrocamentos.

Efeito escala

A dimensão máxima das partículas, ou efeito escala, tem influência direta na distribuição granulométrica dos enrocamentos. Deste modo, o efeito escala afeta as condições de embricamento, fraturamento das partículas e estado de compactidade do material.

Compacidade

Provavelmente, o fator que mais influencia nas características de resistência e compressibilidade de materiais granulares é o estado de compactidade ou índice de vazios. Casagrande em 1936, citado por Fraiha Neto (1996), mostrou que a influência do índice de vazios não se limita apenas ao valor do diâmetro, mas também ao modo no qual a deformação cisalhante se desenvolve. Em amostras densas com partículas de material resistente, a deformação cisalhante é acompanhada por um aumento de volume na ruptura, enquanto que para outra inicialmente fofa, o volume diminui. A partir desta observação, definiu-se o conceito de índice de vazios crítico. Saboya Júnior (1993), no entanto, ressalta que devido ao fato de que o tamanho e a forma dos grãos constituem problemas de macro-escala, o índice de vazios pode não ser um bom parâmetro de comparação, recomendando, nesses casos, o uso da densidade relativa (D_r).

O estado de compactidade de materiais granulares depende da granulometria, tanto em termos de tamanho e forma dos grãos quanto da distribuição granulométrica. Enrocamentos bem graduados, cujos coeficientes de uniformidade (C_u) são maiores que 15, são mais resistentes e menos deformáveis que os uniformes. Para uma mesma resistência de blocos, os enrocamentos bem graduados facilitam o preenchimento de um maior volume de vazios, o que diminui as forças de contato, gerando, ao final, menores índices de quebra dos grãos. A granulometria está intrinsecamente ligada ao índice de vazios, ou seja, para um material com a mesma granulometria, quanto menor o índice de vazios, maior a resistência e menor a deformabilidade.

A envoltória de ruptura dos enrocamentos também é influenciada pelo índice de vazios inicial das amostras. 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 (Bishop, 1966; Lee e Seed, 1967; e Vesic e Clough, 1968; citado por Fraiha Neto, 1996). O fenômeno da formação de uma curvatura na envoltória de ruptura a baixas tensões é conhecido por dilatação.

As altas tensões confinantes este fenômeno não ocorre, pois é mais fácil a tensão desviadora cisalhar as partículas do que estas galgarem as partículas vizinhas. Veiga Pinto (1979) demonstra que uma diminuição do índice de vazios de 20% pode levar a um aumento do módulo elástico da ordem de 200% (Fraiha Neto, 1996; Maia, 2001). Este fato realça a necessidade de pesquisas de técnicas que permitam uma adequada previsão do índice de vazios na compactação do aterro.

Adição de água

O comportamento de enrocamentos, associado à presença da água, pode ser ilustrado através das curvas tensão vs. deformação em compressão unidimensional, nos estados seco e saturado (Figura 2.1). Nesta figura, observa-se uma deformação significativa do material inicialmente seco, quando se procede a adição de água. A magnitude das deformações provocada pela adição de água aumenta com o nível de tensão. Este comportamento, designado colapso, já tem sido observado em diversos maciços de enrocamento (Baumann, 1960; Sowers *et al.*, 1965; Kjaernsli e Tornblaa, 1966; Marsal e Ramírez, 1967; Marsal, 1972).

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

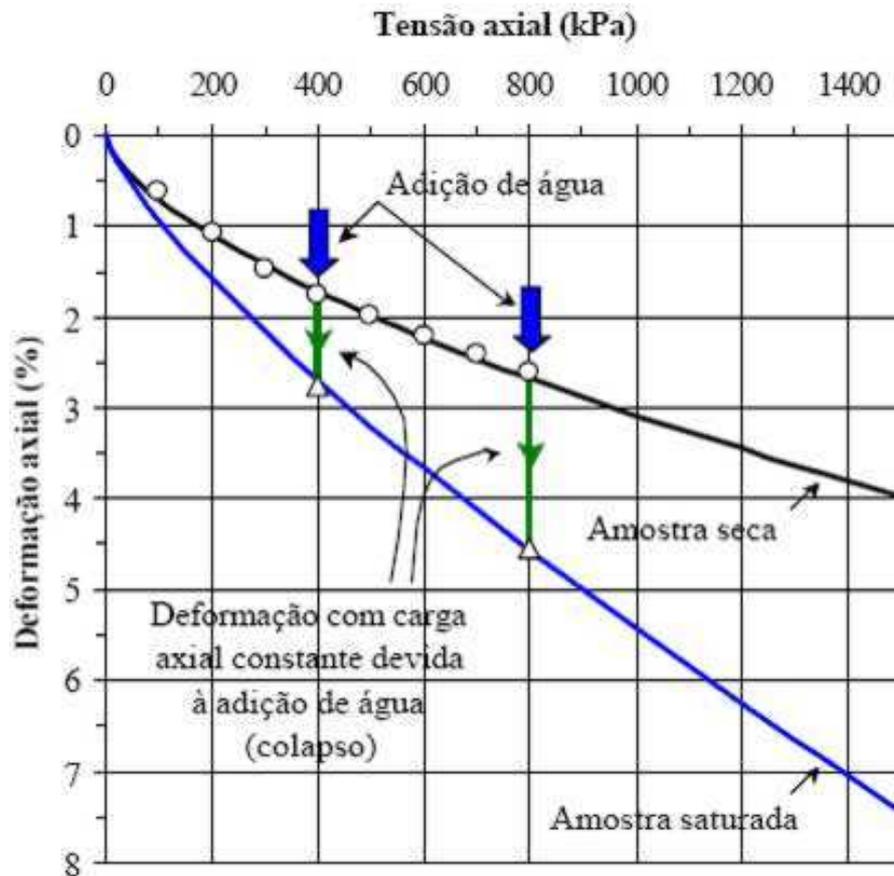


Figura 2.1 - Curvas de deformação uniaxial vs. tensão axial em compressão unidimensional em enrocamentos de granulometria uniforme (Nobari e Duncan, 1972).

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

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

Espera-se que estes aspectos provoquem a perda de resistência e/ou o aumento da deformabilidade do enrocamento. O efeito da adição da água pode depender ainda do tipo dos minerais constituintes da rocha. Por exemplo, em minerais com rede cristalina tridimensional (quartzo, feldspato), a adição de água é antilubrificante. Já nos de rede cristalina bidimensional (mica, serpentina, talco, clorita), o efeito é lubrificante (Horn e Deere, 1962; Mitchell, 1976).

Uma maneira de reduzir a magnitude do colapso é através da adição de água ao material durante o processo de densificação das camadas de enrocamento. Segundo Veiga Pinto (1983), o volume ótimo de água para o umedecimento do enrocamento depende da capacidade de absorção de água da rocha. Na prática tem-se utilizado um valor da ordem de 300 litros de água por m³ de enrocamento. No entanto, devido aos custos relativos a isso, a adição de água durante a compactação dos enrocamentos é eventualmente desconsiderada.

Apesar da adição de água durante a construção do maciço de enrocamento reduzir o colapso, deve-se destacar que as variações de umidade geradas pela oscilação do nível d'água do reservatório, também podem desencadear o colapso. Resultados de ensaios de saturação e secagem em materiais de enrocamento sugerem que existe colapso a cada ciclo de umidade que o enrocamento sofre no campo. Apesar disso, a literatura não apresenta nenhum estudo específico sobre o assunto.

2.2. Equipamento de compressão unidimensional de grandes dimensões

Os fatores apresentados na Tabela 2.1 justificam cada vez mais o aprofundamento de pesquisas no estudo do comportamento de enrocamentos. Dentre as diversas pesquisas presentes na literatura, destaque especial é dado ao uso de ensaios de compressão unidimensional para a simulação do comportamento mecânico de enrocamentos em laboratório. Isso se justifica, sobretudo, pelas dificuldades experimentais na execução de ensaios mais representativos, como os ensaios triaxiais e de deformação plana.

Cada tipo de ensaio mecânico de laboratório simula uma trajetória de tensões seguida numa determinada região do protótipo. O teste de compressão unidimensional simula a trajetória de tensões percorrida pelo enrocamento no eixo principal da barragem, onde um elemento de material encontra-se solicitado simetricamente, seguindo a trajetória K_0 . Esta hipótese mais correta quando a barragem é construída de forma a manter a simetria de carregamento, em relação ao eixo vertical da seção.

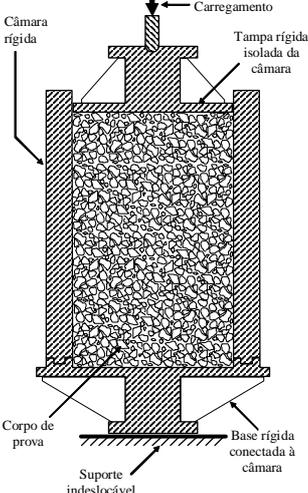
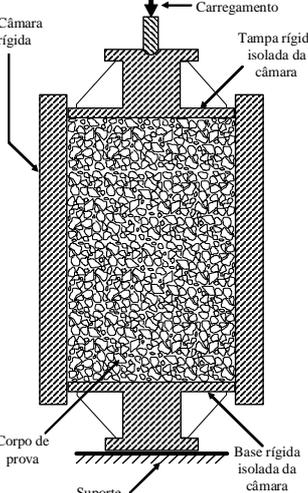
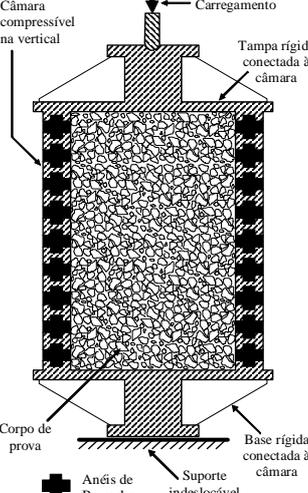
Apesar do uso freqüente destes equipamentos para determinação das propriedades de compressibilidade de enrocamentos, é freqüente o questionamento dos resultados devido às parcelas significativas de resistência oferecida por tensões de atrito entre o corpo de prova e as paredes internas da câmara de compressão.

Neste sentido, observam-se diferentes projetos de câmaras de compressão a fim de se minimizar o efeito do atrito interno entre as partículas constituintes do enrocamento e a parede da câmara. Existem fundamentalmente três tipos de câmaras para ensaios de compressão confinada em materiais de enrocamento: câmara de fundo fixo, câmara com fundo livre e câmara de paredes compressíveis. A Tabela 2.2 apresenta um resumo das características principais de cada câmara de compressão unidimensional (Carvalho, 2008).

A câmara de fundo fixo é a mais comum e mais simples de utilização. No entanto, os ensaios nesta câmara estão podem apresentar elevado níveis de tensões de atrito desenvolvidas entre as partículas de enrocamento e as paredes internas da câmara. Isso se justifica principalmente pelo significativo deslocamento relativo entre as partículas e a parede interna da câmara.

A câmara de fundo móvel permite uma significativa redução das tensões de atrito desenvolvidas entre as partículas de enrocamento e as paredes internas da câmara. Isto é possível devido à redução do deslocamento relativo entre as partículas e as paredes internas da câmara.

Tabela 2.2 - Tipos de câmaras de compressão unidimensional

Tipo de Câmara	Esquema	Características
<p>Câmara de fundo fixo (base apoiada) (Maia, 2001)</p>	 <p>Carregamento</p> <p>Câmara rígida</p> <p>Tampa rígida isolada da câmara</p> <p>Corpo de prova</p> <p>Base rígida conectada à câmara</p> <p>Suporte indisolável</p>	<p>-Maior geração de atrito entre as paredes da câmara e o corpo de prova.</p> <p>-Desenvolvimento de tensões não uniforme ao longo do corpo de provas.</p> <p>- A tensão de atrito deve ser máxima no topo e próxima de zero na base dos corpos de provas.</p>
<p>Câmara de fundo móvel (base suspensa) (Pacheco, 2005)</p>	 <p>Carregamento</p> <p>Câmara rígida</p> <p>Tampa rígida isolada da câmara</p> <p>Corpo de prova</p> <p>Base rígida isolada da câmara</p> <p>Suporte indisolável</p>	<p>-Geração de atrito entre as paredes da câmara e o corpo de prova menor do que a câmara de fundo fixo.</p> <p>-Para baixos níveis de tensões axiais, a câmara pode deslizar.</p> <p>-Distribuição de tensões de atrito devem reduzir do topo e da base para o centro do corpo de provas.</p>
<p>Câmara constituída por anéis de borracha (Veiga Pinto, 1982)</p>	 <p>Carregamento</p> <p>Câmara compressível na vertical</p> <p>Tampa rígida conectada à câmara</p> <p>Corpo de prova</p> <p>Base rígida conectada à câmara</p> <p>Suporte indisolável</p> <p>  Anéis de Borracha  Anéis de metal </p>	<p>-Geração de atrito entre as paredes da câmara e o corpo de prova desenvolvido de forma linear.</p> <p>-Ocorrem deformações transversais dos anéis.</p> <p>-Deformações transversais não uniformes dos anéis.</p>

A fim de minimizar este atrito, a câmara pode ser constituída por anéis de metal e borracha justapostos e intercalados. A compressão axial pode ocorrer tanto no enrocamento, no interior da câmara, quanto na própria câmara. Posteriormente, desconta-se o efeito da resistência da compressão da câmara através de sua calibração sem o enrocamento. Neste tipo de câmara, dependendo das dimensões do corpo de provas, ocorrem deformações circunferenciais que podem ser desprezadas. Eventualmente, observam-se deformações não-uniformes dos anéis rígidos, provocadas pela distribuição não-uniforme dos contatos entre as partículas e os anéis.

Pacheco (2005) e Maia (2001) reuniram algumas pesquisas voltadas para ensaios de compressão unidimensional de grandes dimensões, as quais, estão apresentadas na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Ensaio de compressão unidimensional de grandes dimensões
(adaptada Pacheco, 2005)

Autor	Laboratório	Aplicação/Material	Equipamento edométrico				Observações
			Diâmetro (m)	Altura (m)	Tensão Axial Máxima (kN/m ²)	Atrito Lateral	
Marsal (1975)	Universidade Nacional do México	Barragem de <i>El Infiernillo</i> / conglomerados e cascalho	0,50	0,50	3200	μ entre 0,05 e 0,10	A parede interior foi revestida com três placas de polietileno lubrificadas para se tentar reduzir o atrito.
			1,13	1,13	10000	-	-
Marsal (1967 – 1973)	Universidade Nacional do México	Análise das características de compressibilidade de diversos materiais de enrocamento	1,13	0,68	5600	-	-
Fumagalli (1969)	ISMES - Itália	Atrito lateral; construção de Câmaras constituídas por anéis alternados de material rígido e de material deformável	0,10	0,20	Redução em 40% da carga	-	Atrito lateral medido na metade da câmara.
			0,50	1,00		-	
			1,30	2,00	-	-	-
Pinto (1982 e 1983)	LNEC - Portugal	Barragem de Beliche e <i>El Piedras</i> / mistura de grauvaca e xisto	0,50	0,50	2000	-	-
			0,23	0,46	-	-	Estudou o colapso
Neves (1982)	LNEC - Portugal	Colapso	0,20	0,17	-	-	-
Pennan et al. (1976)	Imperial College –Grã-Bretanha	Parâmetros elásticos para barragens da Grã-Bretanha	1,00	0,50	-	-	-
(1984-1985)	ELETROSUL - Brasil	Barragem de Ita / Enrocamento de Basalto	1,00	0,50	1701	-	-
Caproni Jr. et al. (1998 e 1999). Maia (2001)	Furnas - Brasil	Barragem de Serra da Mesa / granito britado Barragem de Marimondo / basalto Alterabilidade de enrocamentos	1,05	1,00	2000	-	Foi comentado sobre a deformação lateral dos anéis de borracha e de alumínio.
Anthiniac (1999)	Cemagref d'Aix-en-Provence – França	Verificação do colapso / Calcário e Diorito.	0,3 x 0,3*	0,35	± 1000	O atrito lateral não foi medido.	*Seção prismática com paredes laterais transparentes. Foi comentado sobre a existência do atrito lateral.
Maia (2001)	CEDEX - Espanha	Barragem de Serra da Mesa / granito britado Barragem de Marimondo / basalto Alterabilidade de enrocamentos	0,3 x 0,3**	0,18	± 2000	-	**Seção prismática
Pacheco (2005)	UFSC - Brasil	Barragem de Machadinho / Basalto – Ácido Riodacito	1,00	0,50	2200	-	Força de atrito medida através de três células de cargas dispostas ao longo da célula de compressão.

2.3. Alterabilidade de Enrocamentos

O material rochoso pode sofrer degradação provocada por agentes físicos, químicos e biológicos que causam a desintegração, a desagregação, a decomposição e a oxidação das rochas e dos minerais, provocando mudanças, principalmente do ponto de vista geomecânico (Maia *et al.*, 2002).

Quando se fala em degradação ou alteração de rochas, logo se associa ao termo intemperismo, que representa o conjunto de processos que ocasionam a desintegração e a decomposição das rochas e dos minerais, provocados pelos agentes atmosféricos (físicos e químicos) e biológicos (Leinz e Mendez, 1963). Por desintegração, entende-se o intemperismo por agentes físicos e por decomposição, o intemperismo devido aos agentes químicos.

Além do intemperismo, a desagregação é, também, importante fator quanto às modificações das rochas. Entende-se por desagregação, o mecanismo pelo qual ocorre à redução da resistência mecânica e o aumento da produção de finos. Este mecanismo envolve processos físicos e/ou químicos (Maia, 2001).

O termo alteração ou degradação são igualmente usados para designar as modificações físicas e químicas das rochas. Neste caso, tais modificações provocam mudanças no desempenho da rocha, principalmente do ponto de vista geomecânico (Frazão, 1993).

A maior ou menor susceptibilidade da rocha à degradação é definida pela alterabilidade do material. A alterabilidade depende, principalmente, da estabilidade química dos minerais constituintes da rocha. Como exemplo, destaca-se a maior alterabilidade de rochas basálticas em relação às graníticas. Este fato se deve à menor estabilidade química dos minerais essenciais do basalto (plagioclásio e piroxênios) em relação aos do granito (quartzo, ortoclásio e biotita), nas mesmas condições físico-químicas do ambiente de degradação (Maia, 2001).

2.3.1. Mecanismos de degradação

Salles (2006) resumiu os principais mecanismos de degradação de natureza física e química em materiais geotécnicos. A Tabela 2.4 apresenta um resumo destes mecanismos.

Tabela 2.4 – Mecanismos de degradação de natureza física e química em materiais geotécnicos.

Mecanismos de Degradação	Natureza da Degradação	Conseqüências
Abrasão	Física	Desgaste por atrito ou impacto de partículas ou desgaste decorrente da movimentação do solo ou da rocha (Maia, 2001)
Desagregação por crescimento de cristais	Física	Em materiais rochosos, a variação de volume, ocasionada pelo crescimento de cristais, gera tensões que podem causar fraturamento (Maia, 2001).
Expansão devido a efeitos térmicos	Física	Variação da amplitude térmica diurna e noturna (variação sazonal) gera a expansão e a contração dos materiais.
Fraturamentos por alívio de tensões	Física	Podem ser causados pela descompressão de maciços rochosos devido a escavações subterrâneas, cortes de grandes taludes, erosão de extratos superficiais, e outros processos, provocando microfissuração e fraturas no material (Goodman, 1989).
Hidrólise	Química	Consiste na ruptura das cadeias moleculares pela ação das moléculas de água, causando a expansão nos materiais e, conseqüentemente, a lixiviação dos elementos constituintes.
Oxidação	Química	Em materiais rochosos e cerâmicos, observa-se a reação entre os elementos constituintes destes materiais com o oxigênio, formando óxidos e hidróxidos, que constituem elementos de fácil lixiviação (Maia, 2001).

2.3.2. Efeitos da degradação

Os principais efeitos da degradação nos materiais rochosos são: perda da resistência mecânica, modificação dos parâmetros de deformabilidade, variação na permeabilidade e redução da aderência. A seguir são comentados, sucintamente, os principais efeitos da degradação em rochas.

A perda de resistência mecânica de materiais rochosos, na maioria dos casos, provoca a redução do fator de segurança da obra, pois, em geral, a resistência

mecânica de rochas mais alteradas é menor que a de rochas menos alteradas. Além dos casos clássicos, em que a rocha perde resistência à compressão ou à tração, pode ocorrer a desagregação da rocha, provocada pela degradação das fissuras.

A deformabilidade de uma rocha se dá, por um lado, pela deformabilidade dos grãos cristalinos da estrutura da rocha e, por outro, pela deformabilidade do sistema constituído pelas ligações entre os grãos. A natureza dos grãos minerais e as ligações entre eles são modificadas com a degradação da rocha. Assim, a deformabilidade da rocha pode ser significativamente afetada pela degradação (Shoa e Mase, 1966).

Devido às variações na permeabilidade ocorrem modificações no regime de fluxo e nos níveis de pressões nas descontinuidades do material rochoso. A degradação pode causar tanto o aumento quanto a redução da permeabilidade do material rochoso.

Devido à degradação pode ocorrer a redução da capacidade de aderência das partículas (adesividade), tanto a ligantes hidráulicos, quanto a betuminosos. Durante o processo de britagem, na superfície de fratura dos fragmentos, ocorre a quebra de algumas das ligações interatômicas dos elementos constituintes da rocha, reduzindo, assim, sua aderência.

Maia (2001) afirmou que a alteração da rocha, após sua exposição ao meio ambiente, pode ser relativamente rápida (meses a anos). Assim, a alteração dos materiais rochosos constitui um aspecto relevante em projetos e em obras existentes. Os efeitos da alteração sobre os materiais dependem do tipo de rocha e da sua aplicação.

Nos enrocamentos, o principal mecanismo de alteração está relacionado aos processos físicos. Particularmente nos enrocamentos de basalto, os efeitos mais importantes destes processos podem ser representados pela propagação e perda de aderência das fissuras, que aumentam o nível de fraturamento das partículas. Deve-se considerar, ainda, que a alteração da rocha diminui a resistência superficial das partículas.

Existem vários procedimentos para a avaliação da alterabilidade da rocha, tendo em vista a grande quantidade de variáveis envolvidas no processo de alteração da rocha (tipo da rocha, resistência da rocha, fatores climáticos, forças externas, tempo).

A alterabilidade de enrocamentos é melhor quantificada pela comparação de resultados de ensaios de amostras intactas e alteradas. Os ensaios mais representativos para a quantificação da alterabilidade são os ensaios mecânicos, tais como, compressão unidimensional, compressão triaxial, cisalhamento direto. Outros ensaios, como por exemplo, compressão axial, compressão diametral, ensaios de desgaste, ensaios de fraturamento das partículas, ensaios de carregamento pontual, utilizados na caracterização da rocha e das partículas, também podem ser bons indicadores da alterabilidade de enrocamentos, porém, de forma indireta.

2.3.3. Metodologia de avaliação da alterabilidade de enrocamentos

Na avaliação da alterabilidade de enrocamentos é fundamental a identificação das características destes materiais que influenciam na sua degradação. Isto permitirá identificar os processos de degradação da rocha que interferem no comportamento do enrocamento. No campo, a identificação dos processos de degradação é feita, normalmente, através do acompanhamento visual da evolução da degradação do material.

Para a realização de uma metodologia adequada para avaliar a alteração em materiais geotécnicos, faz-se necessário o conhecimento dos principais procedimentos de ensaio para avaliação da degradação destes materiais. Salles (2006) apresenta um resumo esquemático dos principais ensaios para avaliação da degradação. A Figura 2.2 apresenta este esquema.



Figura 2.2 – Classificação dos ensaios para avaliação da degradação (apud Salles, 2006).

Em enrocamentos, espera-se a ocorrência de dois processos básicos de degradação: a desagregação, provocada pelas variações de umidade e temperatura da rocha e a decomposição, ocasionada pelas reações físico-químicas dos minerais constituintes da rocha. A intensidade com que estes processos de degradação atuam no enrocamento é função, basicamente, do tipo da rocha e das condições atmosféricas.

Com isso, para a realização de uma metodologia para avaliar tais processos de degradação é necessário, basicamente, a realização de quatro fases: obtenção do material de estudo (amostragem), produção de amostras com degradação induzida de forma acelerada, no laboratório, obtenção dos parâmetros que caracterizam o comportamento destes materiais e análise dos resultados para previsão do comportamento do material a longo prazo.

Na obtenção do material de estudo para avaliação da durabilidade podem-se considerar dois grupos de materiais: um, relativo a obras recentes ou em andamento e outro, relativo a obras antigas (Maia, 2001).

No primeiro grupo, existe a disponibilidade do material intacto, mas não do material degradado naturalmente. Em tal caso, podem-se produzir amostras com degradação natural, através da exposição do material aos agentes atmosféricos.

Todavia, o tempo necessário para produção de amostras representativas da degradação natural pode inviabilizar a análise.

A amostragem é uma das fases mais importantes no estudo da alterabilidade dos materiais rochosos. Os procedimentos de amostragem devem permitir a obtenção de corpos de prova do enrocamento e da rocha propriamente dita, ou seja, na forma de blocos e de testemunhos, respectivamente (Maia, 2001). A literatura apresenta diversas metodologias para avaliação da durabilidade (Minette, 1982; Frazão, 1993; Maia, 2001; Pinheiro & Maia, 2004; Salles & Maia, 2004; Cunha Pinto, 2006). Contudo, uma metodologia generalizada foi apresentada por Maia *et al.* (2003). A Figura 2.3 apresenta um esquema desta metodologia.

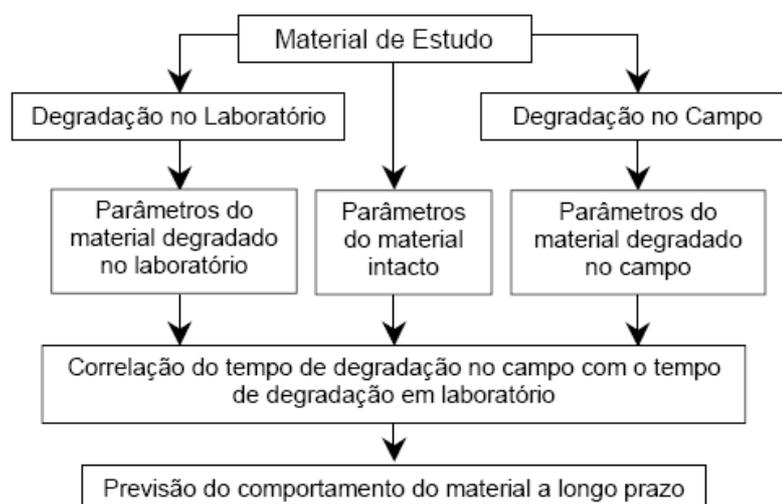


Figura 2.3 - Metodologia para avaliação da durabilidade (Maia *et al.*, 2003)

Em relação à obtenção dos parâmetros que caracterizam o comportamento dos enrocamentos, Maia (2001) listou os ensaios de laboratório através dos quais se obtém tais características (Tabela 2.5). Existe ainda a possibilidade da utilização das características dos materiais obtidas por retroanálise de

instrumentações no campo (Rosi, 1983; Saboya Jr., 1993; Araruna, 1991; Castro, 1996 e Fraha, 1996).

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

No enrocamento, para a execução de ensaios mecânicos, faz-se necessária à utilização de equipamentos de grandes dimensões, os quais não são de uso corriqueiro. Segundo Maia (2001) os ensaios mais representativos para a quantificação da alterabilidade são os ensaios mecânicos, tais como, compressão unidimensional, compressão triaxial, cisalhamento direto. Outros ensaios, como por exemplo, compressão axial, compressão diametral, ensaios de desgaste, ensaios de fraturamento das partículas, ensaios de carregamento pontual, utilizados na caracterização da rocha e das partículas, também podem ser bons indicadores da alterabilidade de enrocamentos, porém, de forma indireta.

Para a previsão do comportamento do material a longo prazo, visando uma estimativa da durabilidade, faz-se necessária uma extrapolação de resultados experimentais, obtidos em amostras com degradação acelerada no laboratório. No entanto, as condições de degradação induzida no laboratório não são idênticas às condições naturais de campo.

Assim, conhecida a relação entre o tempo de degradação no laboratório e o tempo de degradação natural, pode-se prever, por extrapolação ou interpolação, o tempo necessário de degradação no laboratório para um tempo de degradação natural desejado. Vale lembrar que o comportamento do material pode ser avaliado por diferentes parâmetros, obtidos a partir de diferentes ensaios (Minette, 1982).

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

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

2.3.4. Aceleração da degradação no laboratório

A avaliação da alterabilidade de enrocamentos é feita através da comparação dos resultados de ensaios em amostras do material no estado intacto e no estado alterado. Na avaliação do estado atual de degradação de um enrocamento, é suficiente a comparação dos resultados do material intacto com o material alterado naturalmente, encontrado no campo. Na previsão do comportamento a longo prazo, contudo, faz-se necessária a extrapolação de resultados experimentais, obtidos a partir de ensaios em amostras com degradação induzida de forma acelerada, no laboratório.

Existem vários procedimentos para a indução de degradação no laboratório em materiais rochosos (Hypolito e Valarelli, 1972; Minette, 1982; Frazão, 1993). Segundo Maia (2001), nos enrocamentos, os ensaios mais representativos das condições de degradação natural são, os ensaios de ciclos de umidade e de lixiviação contínua.

Salles (2006) apresentou os principais ensaios de degradação acelerada em materiais geotécnicos. A Tabela 2.6 apresenta um resumo das principais vantagens e desvantagens de cada ensaio, com ênfase no ensaio de ciclos de umidade (ciclagem).

Tabela 2.6 - Ensaio de degradação acelerada no laboratório para materiais geotécnicos.

Ensaio	Equipamentos	Referência	Aplicação	Vantagens	Limitações
Exposição à lixiviação contínua	Extrator Soxhlet	Farjallat (1971) Maia (2001) Pinheiro & Maia (2004) Salles & Maia (2004) Matos & Rocha (2005) Cunha Pinto (2006) Salles (2006)	Basalto Granito Cerâmica Vermelha Gnaisses Mármore Geotêxtil	- Simula satisfatoriamente a degradação no campo. - Ensaio adequado para a previsão a longo prazo do comportamento dos materiais.	-
Ciclagem de Umedecimento e Secagem	-	Farjallat <i>et al.</i> (1972) Frazão & Caruso (1983) Maia (2001) Maia <i>et al.</i> (2003b) Pinheiro & Maia (2004) Santiago <i>et al.</i> (2004) Koppe <i>et al.</i> (2005) Matos & Rocha (2005) Cunha Pinto (2006)	Basalto Cerâmica Vermelha Filito Granitos Mármore Camboriú Geotêxtil Tecido	- Simulação real de degradação decorrente de variações de níveis d'água e aumento de temperatura em campo.	- Requer presença constante de operador para a execução dos ensaios.
Exposição à Condensação e Radiação Ultravioleta	Equipamento de condensação e exposição à radiação ultravioleta B ou por arco de xenônio.	Cazzufi <i>et al.</i> (1995) Comer <i>et al.</i> (1998) Koerner <i>et al.</i> (1998) Matheus (2002) Maia <i>et al.</i> (2003a) Valinho <i>et al.</i> (2004) Cunha Pinto (2006)	Geossintéticos Geomembranas Geotêxteis Cerâmica vermelha	- Simula a condição de alteração provocada pela exposição do material a raios solares e variações sazonais de temperatura.	- Em alguns casos, a degradação no laboratório foi similar a degradação no campo, porém mais intensa que a natural.
Exposição à Estufa	Estufa	Fayoux <i>et al.</i> (1993) Montanelli & Rimoldi (1995) Hsuan & Guan (1998) Elias <i>et al.</i> (1999) Vink & Fontijn (2000) Matheus (2002) Lodi & Bueno (2004)	Geogrelhas Geomembranas Geotêxteis	- Ensaio de fácil execução.	- Durante o ensaio, devem ser monitoradas as características físicas do material, como variação de cor, brilho e gramatura do material.
Exposição à Névoa Salina	Câmara de exposição a névoa salina.	Lima <i>et al.</i> (2005)	Granitos	- Simula satisfatoriamente a degradação ocorrida em ambientes marinhos.	-

Ciclagem de Umedecimento

Os ensaios de ciclos de umidade (ciclagem) tentam reproduzir, no laboratório, a degradação do material provocada pelas variações da umidade e da temperatura da rocha no campo. As condições de degradação no laboratório não são as mesmas que as condições no campo. No entanto, os resultados indicados na literatura mostram que o ensaio pode ser representativo das condições de degradação no campo (Minette, 1982).

Existem algumas variações do ensaio de ciclagem por umedecimento e secagem com relação à solução que é utilizada para imersão dos materiais, podem-se citar os ensaios de ciclagem por:

- Umedecimento em água e secagem em estufa;
- Umedecimento em etilenoglicol e secagem em estufa;
- Umedecimento em sulfato de sódio ou magnésio e secagem em estufa.

No ensaio de ciclagem acelerada com etilenoglicol (ABNT,1992b), as amostras são imersas de forma que as partículas sejam cobertas pelo etilenoglicol com 1cm acima de seu topo. Após a imersão, as amostras devem ser levadas à estufa para secar até a constância de peso. Em seguida, as amostras são resfriadas durante 60 ± 5 min, completando assim um ciclo. Os três primeiros ciclos devem ter o tempo de imersão com duração de 48 ± 1 h. Os ciclos seguintes devem ter duração de 72 ± 1 h. O ensaio deve ser encerrado quando a intensidade do ataque for tal que, ao final de qualquer ciclo, nenhuma partícula fique retida na peneira com malha de abertura nominal igual a 19mm (Santiago *et al.* 2004). Este ensaio é pouco recomendado por exagerar demasiadamente as condições ambientais (Frazão & Caruso, 1983).

O ensaio de umedecimento em sulfato de sódio ou magnésio e secagem em estufa são utilizados quando se deseja simular condições dos materiais quando submetidos ao congelamento-degelo ou a cristalização de sais (Frazão & Caruso, 1983).

O ensaio de ciclagem mais comum é o de umedecimento em água natural ou destilada seguido de secagem ao ar ou em estufa. O tempo necessário para

o umedecimento e para a secagem do material depende do tipo da rocha, podendo ser previamente definido através das curvas de variação de umidade com o tempo, obtidas a partir de ensaios de absorção e de secagem (Frazão, 1993). As curvas possibilitam a definição dos tempos mínimos de umedecimento e de secagem que melhor representem os estados saturado e seco do material.

2.4. Considerações finais

O teste de compressão unidimensional, devido à sua simplicidade de realização em grandes dimensões, é o mais utilizado atualmente na caracterização mecânica dos enrocamentos.

Vale ressaltar a importância do cuidado na escolha da câmara de compressão a ser utilizada no ensaio de compressão unidimensional. Apesar da câmara constituída por anéis de metal e borracha apresentar menor atrito entre as paredes da câmara e o corpo de prova, a sua utilização em ensaios de simulação de ciclos de saturação e secagem é desaconselhável, já que os anéis de borracha e de metal podem sofrer deformações devido à variação de temperatura, influenciando os resultados dos ensaios.

Por este motivo, foi utilizada na pesquisa uma câmara de fundo móvel que responde com resultados satisfatórios aos ensaios de compressão unidimensional associados a processos de saturação e secagem, simultaneamente.

A escolha do ensaio de ciclagem para degradação do material deve-se por este ensaio apresentar uma alteração mais rápida em laboratório e representar o comportamento real do enrocamento na montante da barragem (com variação dos níveis d'água).

Além disso, a literatura não indica nenhum procedimento de ensaio que determine parâmetros do corpo de prova durante o processo de degradação.

Logo, o ensaio de ciclagem que consiste umedecimento em água natural ou destilada seguido de secagem ao ar ou em estufa se apresenta como uma forma de degradação, porém com determinação dos parâmetros do corpo de prova periodicamente.

Capítulo 3 – Equipamento Desenvolvido, Material de Estudo e Programa Experimental.

Neste capítulo apresenta-se, detalhadamente, o equipamento desenvolvido para avaliação da deformabilidade de materiais de enrocamentos. Descrevem-se os materiais de estudo utilizados na pesquisa. Por fim, é feito o detalhamento do programa experimental utilizado para verificação do equipamento de compressão confinada desenvolvido e para o estudo do comportamento geomecânico e de durabilidade dos enrocamentos.

3.1. Equipamento para Ensaio de Compressão e Degradação

Com o objetivo de avaliar a deformabilidade de materiais durante o processo de envelhecimento de materiais de enrocamento, foi desenvolvido um equipamento de compressão confinada de grandes dimensões sob estado de tensão controlada. O equipamento permite a avaliar as deformações do enrocamento durante a ação dos agentes de degradação mobilizados pela variação da umidade e temperatura do material. O equipamento desenvolvido permite ensaiar corpos de prova de material de enrocamento com diâmetro igual a 0,30 m e altura máxima igual a 0,30 m.

O desenvolvimento do equipamento consistiu em duas fases: a primeira fez-se a fabricação do edômetro de grandes dimensões, parte dedicada à aplicação da carga de confinamento. Na segunda, desenvolveu-se o sistema de degradação acelerada por ciclos de saturação e secagem.

As figuras 3.1 e 3.2, respectivamente, mostram um esquema das partes constituintes do equipamento de compressão e do equipamento de degradação.

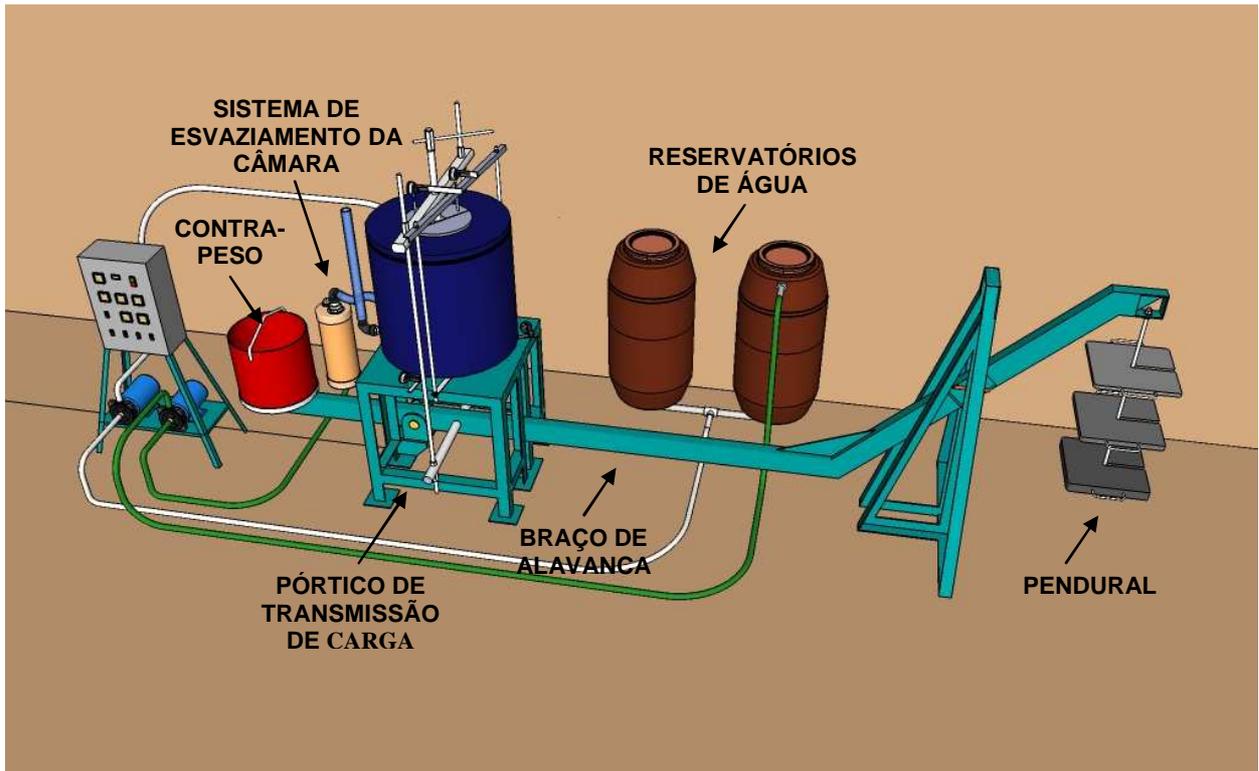


Figura 3.1 – Partes constituintes do equipamento de compressão.

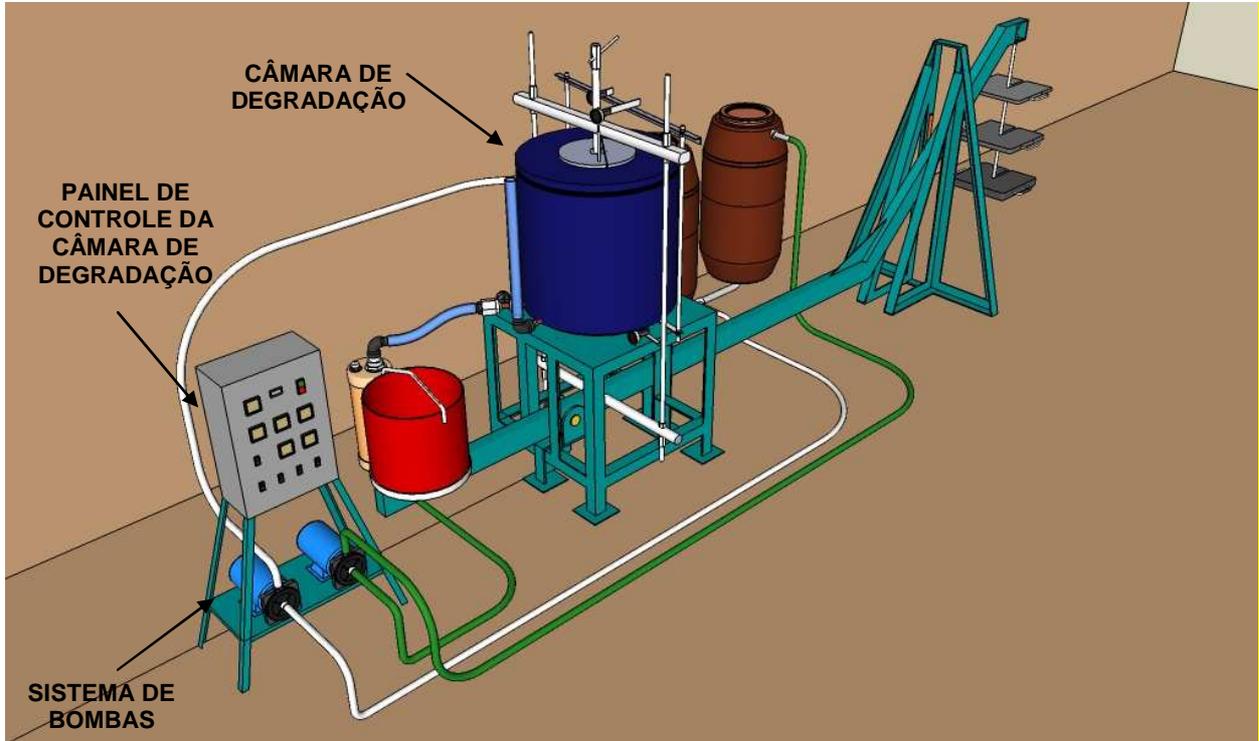


Figura 3.2 – Partes constituintes do equipamento de degradação.

O sistema de aplicação de carga é similar ao de um equipamento de adensamento tradicional com a carga aplicada utilizando um pendural e contra pesos.

A câmara de compressão é constituída por um cilindro vazado de aço inoxidável (Figura 3.3) com diâmetro interno igual a 300 mm, espessura 5 mm e altura 300 mm.



Figura 3.3 – Cilindro utilizado na câmara de compressão unidimensional.

Para os ensaios com anel suspenso foi necessária a construção de uma base rígida (Figura 3.4) com 10 cm de altura e 30 cm de diâmetro.



Figura 3.4 – Base rígida circular.

A mesa de reação é composta por uma base rígida e fixa ao piso com uma base circular com nível regulável, sobre a qual é apoiada a base da câmara de compressão. Para o ajuste do nível da base circular são utilizados três apoios. Os apoios são parafusos rosqueados de rosca fina (Figura 3.5) de diâmetro 3,81 cm, aproximadamente, fixados à base fixa. O ajuste do nível é feito rotacionando os parafusos individualmente.

Para controle do nivelamento da placa circular de base são utilizados três extensômetros posicionados equidistantes em relação ao perímetro da base (Figura 3.6).



Figura 3.5 - Detalhe dos três parafusos de apoio da base circular.



Figura 3.6 - Detalhe dos extensômetros.

O sistema de aplicação de carga é constituído de um braço de alavanca (Figura 3.7), um pendural (Figura 3.8), um pórtico de transmissão de carga (Figura 3.9) e um

contra peso (Figura 3.10). O contra peso utilizado para equilibrar a massa do braço de alavanca tem aproximadamente 520 kg.



Figura 3.7 – Braço de alavanca.



Figura 3.8 – Pendural.



Figura 3.9 – Pórtico de transmissão de carga.



Figura 3.10 – Contra peso utilizado no equipamento.

O braço de alavanca possui aproximadamente 3 metros de comprimento é apoiado na base fixa através de um pino (Figura 3.11). O nivelamento do braço de alavanca durante o ensaio é feito ajustando-se o nível da base circular.

A distância entre o pino de rotação e o pórtico de transmissão de carga é de 26 cm.

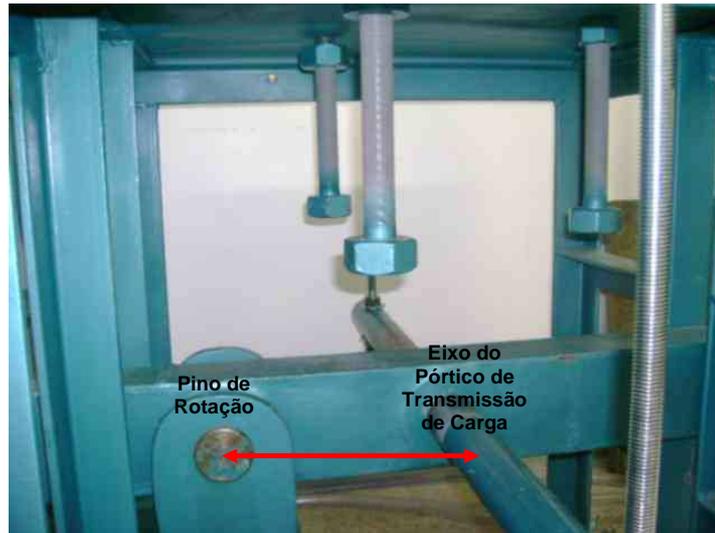


Figura 3.11 – Detalhe do pino de rotação do braço de alavanca.

A distância do pino até o centro do contra peso (Figura 3.12) é de 86 cm.

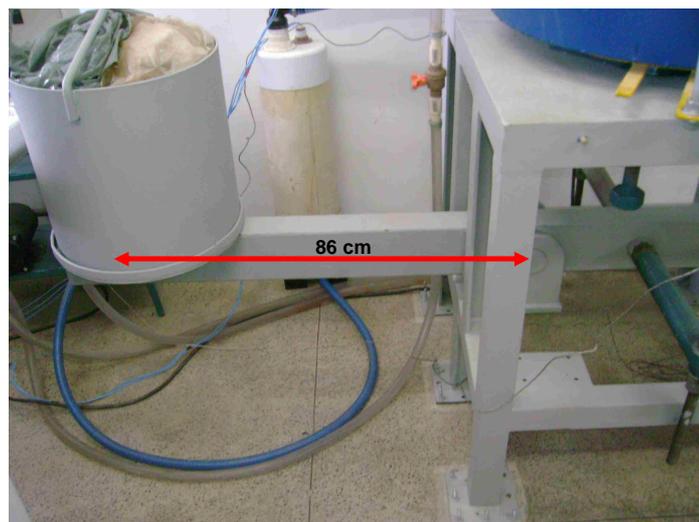


Figura 3.12 – Distância entre o pino e o centro do contra peso.

O sistema de transmissão de carga (Figura 3.13) é constituído por um eixo que roda livremente no braço de alavanca (Figura 3.7), dois tirantes rosqueados e uma viga de topo. Na viga de topo do sistema de transmissão de carga é colocado um pistão em aço inoxidável, com nível regulável que aplica carga diretamente no centro do topo do corpo de prova. A distribuição de carga no centro do corpo de prova é feita através de uma placa de topo.



Figura 3.13 – Sistema de transmissão de carga.

O sistema de medição dos deslocamentos verticais do corpo de prova é feito através de extensômetros analógicos posicionados simetricamente em relação ao centro da placa de base (Figura 3.14).



Figura 3.14 – Extensômetros para medição dos deslocamentos verticais.

A segunda parte de desenvolvimento do equipamento foi dedicada à construção de um sistema automatizado para executar os ciclos de saturação e secagem no corpo de provas durante o ensaio de compressão confinada.

A câmara de degradação é constituída por um recipiente com isolamento térmico e um sistema automático (Figura 3.15).

A câmara de degradação possui diâmetro interno igual a 70 cm, espessura igual a 4 cm e altura igual a 70 cm. Essa câmara é colocada sobre a mesa de reação do equipamento de compressão.



Figura 3.15 – Câmara de degradação.

O equipamento é automatizado e executa sequencialmente o enchimento da câmara até um nível pré-determinado, o esvaziamento completo da câmara, o aquecimento e a ventilação. Todos os processos são controlados por sistema digital programável. Esse sistema permite estabelecer os tempos de cada processo e a temperatura de aquecimento.

A Figura 3.16 mostra o painel de controle do equipamento.



Figura 3.16 – Painel de Controle da Câmara de Degradação.

O equipamento possui um sistema composto de duas bombas que atua no enchimento e esvaziamento da câmara de degradação, respectivamente (Figura 3.17). Este sistema é acionado pelo painel de controle da câmara de degradação. O enchimento da câmara de degradação até o nível desejado para a saturação do corpo de prova é garantido pelos sensores de nível d'água (Figura 3.18) acoplados à câmara de degradação.



Figura 3.17 – Sistema de bombas utilizado no equipamento.



Figura 3.18 – Sensores de nível d'água.

Para o enchimento da câmara de degradação, com aproximadamente 230 l de capacidade, foram adaptados dois reservatórios interligados com água natural a 21°C e capacidade de aproximadamente 250 l de capacidade cada um (Figura 3.19). A utilização de dois reservatórios d'água com capacidade superior ao da câmara de degradação, se justifica caso não houvesse o total resfriamento d'água utilizada na câmara de degradação até a temperatura de 21°C. Assim, com a utilização de dois reservatórios haveria uma alternância da água utilizada em cada ciclo de saturação, o que garantiria a mesma temperatura inicial de ensaio para cada ciclo, não interferindo nos resultados.



Figura 3.19 – Reservatórios de água para ensaios de saturação.

Para garantir o total esvaziamento da câmara de degradação, foi construído um sistema de esvaziamento (Figura 3.20) composto de um reservatório abaixo da mesa de reação que apoiava a câmara de degradação. Este sistema garante que, mesmo após a sucção de água pela bomba ocorrendo um acúmulo de água no fundo da câmara de degradação, esta água seria eliminada da câmara para que não afetasse o aquecimento da mesma.



Figura 3.20 – Sistema de esvaziamento da câmara de degradação.

3.2. Materiais de estudo

Os materiais de estudo selecionados para a pesquisa foram uma areia quartzosa lavada e materiais provenientes da britagem de diferentes rochas: uma calcária, uma granítica e um arenito.

Estes materiais foram encolhidos com o objetivo de possibilitar a avaliação dos principais fatores que influenciam nos resultados de ensaios de compressão confinada em materiais granulares: atrito lateral entre as partículas do corpo de provas e as paredes internas da câmara de confinamento; relação entre a altura e o diâmetro do corpo de provas – fator escala, forma dos grãos do corpo de prova, tipo de apoio da câmara de compressão, litologia e durabilidade da rocha.

3.2.1. Areia quartzosa lavada

A areia utilizada nos ensaios foi uma areia quartzosa (Figura 3.21), com granulometria uniforme, grãos arredondados, coeficiente de uniformidade C_u igual a 1,5 e coeficiente de curvatura C_c igual a 1,0 (Figura 3.22). Esta areia é de origem alunionar retirada de um areal nas margens do Rio Paraíba do Sul no Município de Campos dos Goytacazes.



Figura 3.21 - Areia utilizada nos ensaios.

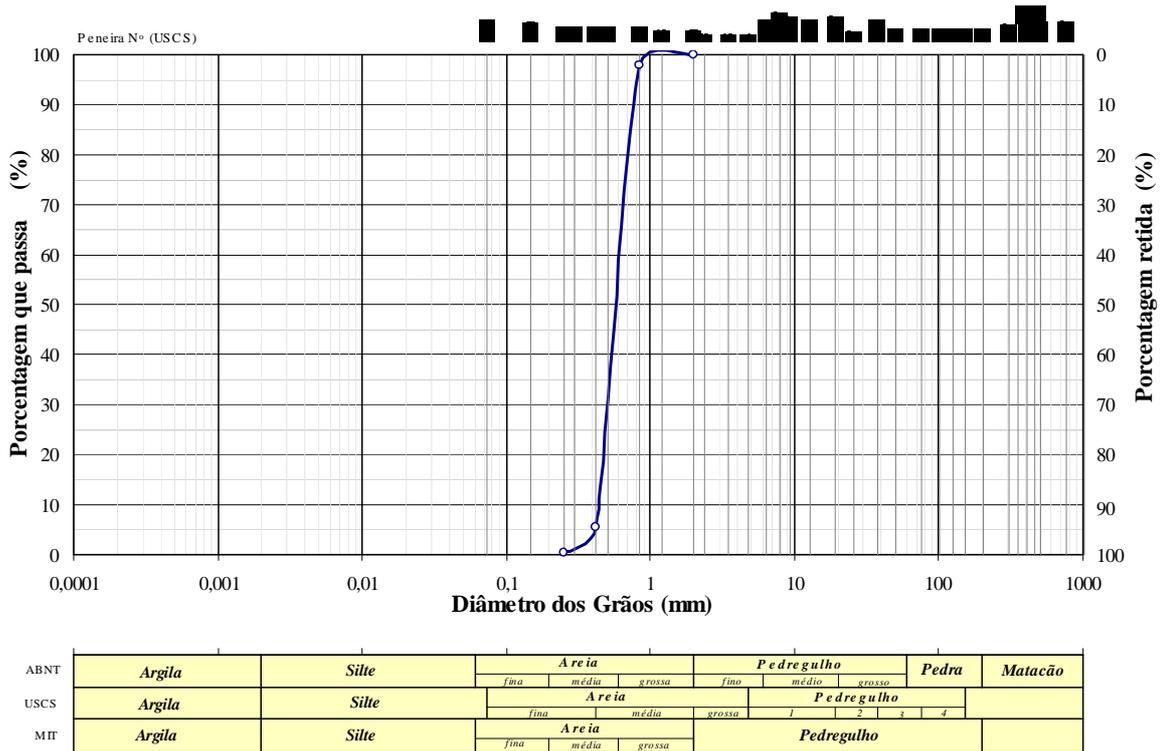


Figura 3.22 - Granulometria da areia quartzosa lavada utilizada nos ensaios.

3.2.2. Rocha arenítica

O arenito utilizado na pesquisa é proveniente dos maciços de enrocamento da Barragem de Manso (Figura 3.23), localizado no Rio Manso em Cuiabá no Estado do Mato Grosso, sendo a mesma de propriedade de Furnas. Este enrocamento é proveniente do talude proteção de montante na faixa de variação do nível d'água do reservatório (Figura 3.24).

A Barragem de Manso possui crista com comprimento igual a 3.680 m, sendo 140 m de concreto, 3120 m de enrocamento e 420 m de solo compactado. Esta barragem gera 210 MW de energia e representa uma importante unidade de aproveitamento múltiplo de energia do circuito elétrico brasileiro.

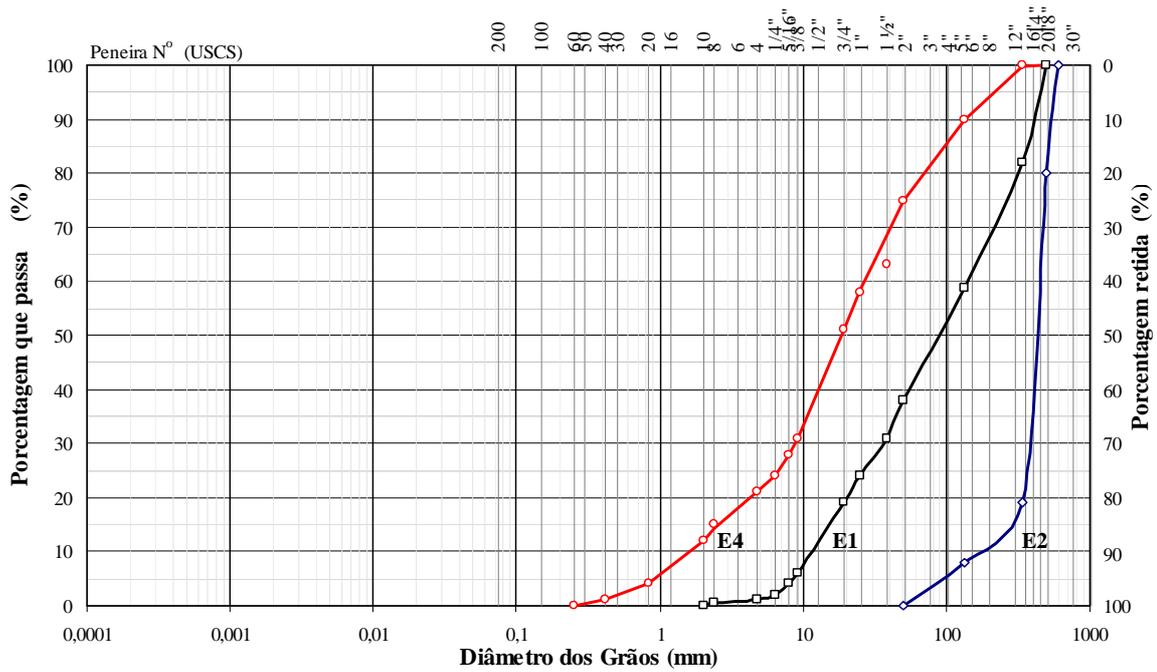
A Figura 3.25 apresenta as granulometrias dos enrocamentos utilizados na construção da Barragem. Destaca-se que o material utilizado nesta pesquisa é proveniente do enrocamento E2 (Figura 3.25). Esse enrocamento é uniforme com coeficientes C_u igual a 1,0 e C_c igual a 1,5 (Figura 3.25).



Figura 3.23 - Barragem de Manso, Cuiabá – MT.



Figura 3.24 – Enrocamento da Barragem de Manso.



ABNT	Argila	Silte	Areia			Pedregulho			Pedra	Matacão
			fina	média	grossa	fino	médio	grosso		
USCS	Argila	Silte	Areia			Pedregulho				
			fina	média	grossa	1	2	3	4	
MIT	Argila	Silte	Areia			Pedregulho				
			fina	média	grossa					

Figura 3.25 – Faixas granulométricas dos enrocamentos da Barragem de Manso. (FURNAS, 1997)

Destaca-se que o enrocamento de Manso (figuras 3.26a e 3.26b) vem apresentando acentuados processos de degradação acelerada com o tempo. Especialmente o enrocamento de montante, localizado na faixa de variação do nível d'água do reservatório da Barragem, mostra deformações significativas devido à degradação do enrocamento. Tal efeito vem provocando sistemáticas intervenções na barragem para recuperação do talude.

É importante ressaltar que o enrocamento localizado abaixo do nível mínimo do reservatório não mostra sinais de desagregação (Figura 3.27).



Figura 3.26a – Enrocamento da Barragem de Manso.



Figura 3.26b – Enrocamento da Barragem de Manso.



Figura 3.27 – Enrocamento abaixo do nível mínimo do reservatório da Barragem de Manso.

A degradação que o material sofre no campo sugere que o mecanismo preferencial é a desagregação, induzida por fraturas e pela xistosidade da rocha, e a desintegração, com a geração de finos. Neste caso, espera-se que tais mecanismos ocorrem devido às variações de umidade e temperatura sazonais e variação do nível d'água do reservatório da Barragem.

Nesta pesquisa foram utilizados corpos de prova moldados com material granular (Figura 3.28) do arenito da Barragem de Manso utilizando a granulometria indicada na Figura 3.29. Esta granulometria foi determinada utilizando-se uma curva paralela ao enrocamento E2 (Figura 3.9), eliminando-se as porcentagens de finos. Adotou-se a retirada dos finos, pois, para o modelo adotado, tais frações de material seriam em quantidade significativa podendo gerar interferência no comportamento do material granular.



Figura 3.28 – Pedregulho de arenito utilizado nos ensaios.

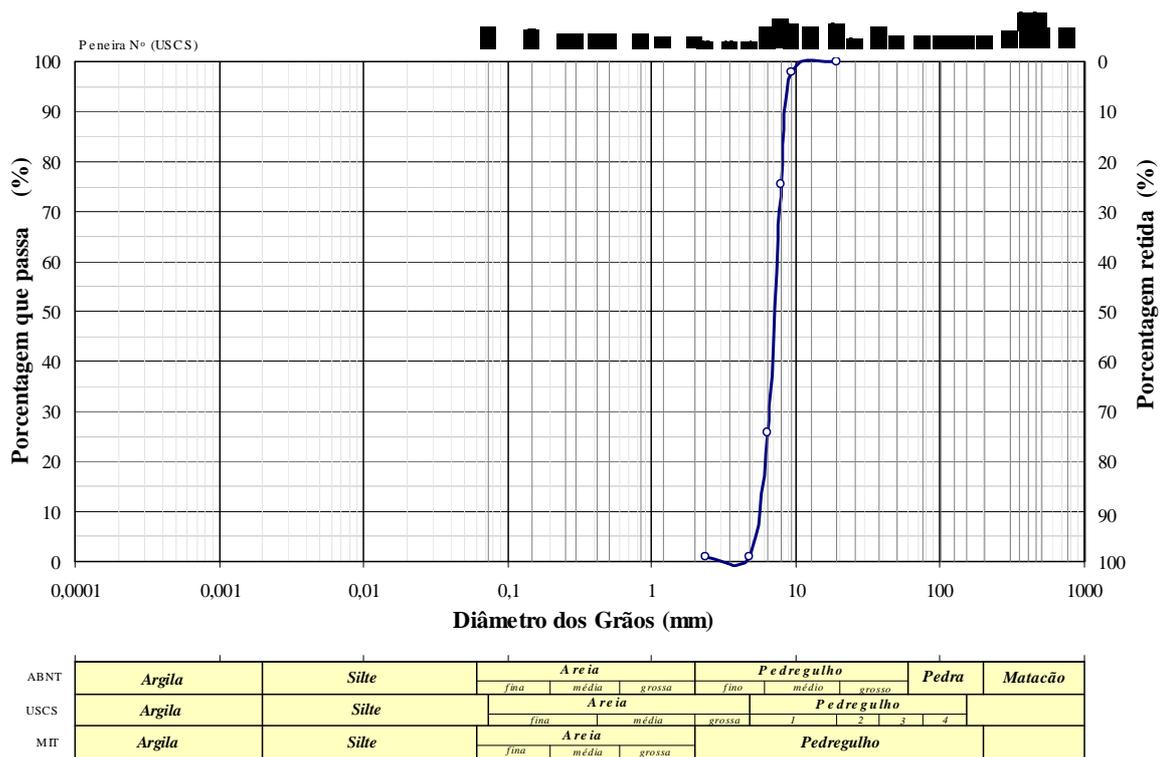


Figura 3.29 – Granulometria do arenito utilizado nos ensaios.

3.2.3. Rocha Calcária

A rocha calcária utilizada nos ensaios foi proveniente de uma pedreira localizada no município de Italva no Estado do Rio de Janeiro. Esta rocha é utilizada como matéria prima para produção de calcário e cimento na região.

Foram utilizados, na pesquisa, amostras com grãos arredondados e angulosos (Figura 3.30). A granulometria utilizada está indicada na Figura 3.29.



Figura 3.30 – Pedregulho de rocha calcária com grãos angulosos (à esquerda) e arredondados (à direita).

3.2.4. Rocha Granítica

A rocha granítica (Figura 3.31) utilizada foi proveniente da Pedreira Itereré localizada no município de Campos dos Goytacazes no Estado do Rio de Janeiro. Este material é utilizado como agregado para construção civil e como material de enrocamentos marinhos. Este material possui grãos angulosos e granulometria indicada na Figura 3.29.



Figura 3.31 – Pedregulho de rocha Granítica.

3.3. Programa Experimental

Para o desenvolvimento da pesquisa foi previsto um programa experimental para avaliar os seguintes fatores:

- 1- Nível das tensões de atrito de diferentes câmaras de compressão;
- 2- Colapso por inundação com o enrocamento confinado;
- 3- Colapso por degradação com o enrocamento confinado.

Primeiramente avaliou-se a variação das tensões de atrito para diferentes tamanhos de câmaras de compressão e para diferentes alturas de corpos de prova.

Em seguida foi avaliado o efeito na deformabilidade do enrocamento utilizado na pesquisa, através de processos de inundação e degradação deste material.

A Tabela 3.1 apresenta um quadro resumo dos materiais utilizados na pesquisa vs. parâmetros avaliados.

Tabela 3.1 – Resumo dos Materiais vs. Parâmetros Avaliados.

		Parâmetros Avaliados						
		Diâmetro da Câmara de Compressão	Altura do Corpo de Prova	Angulosidade das Partículas	Posição de Apoio da Base da Câmara	Litologia	Colapso por Inundação	Colapso por Saturação e Secagem
Materiais	Areia	X	X					
	Granito		X	X	X	X	X	
	Calcário		X	X	X	X	X	
	Arenito					X	X	X

3.3.1. Avaliação do atrito

O programa experimental permite avaliar a interferência de diferentes dimensões de câmaras de compressão, variações das alturas dos corpos de prova, angulosidade das partículas, litologia e posição de apoio da base da câmara de compressão unidimensional, no desenvolvimento do atrito entre a câmara e os corpos de provas. Foram utilizados para o desenvolvimento deste programa a areia quartzosa lavada e os pedregulhos constituídos de rocha granítica ou calcária, arredondadas ou angulosas. O programa seguiu a seguinte seqüência:

I - Para avaliação da interferência do atrito entre o corpo de provas e as paredes internas da câmara de compressão confinada no desenvolvimento das deformações durante o carregamento axial, foram realizados ensaios em corpos de prova densos moldados com a areia quartzosa. A densidade relativa (D_r) foi igual a 95%. “Foram utilizadas diferentes câmaras de compressão, com diâmetros iguais a 5,08 cm, 7,62 cm, 10,16 cm e 30,48 cm. A altura inicial dos corpos de prova foi mantida constante, igual a 1,91 cm, em todos os ensaios. Destaca-se que as câmaras de 5,08 cm, 7,62 cm e 10,16 cm são utilizadas nos equipamentos de adensamento tradicionais (Figura 3-32). A câmara de 30,48 cm faz parte do equipamento especialmente desenvolvido para a pesquisa. O procedimento de moldagem dos corpos de prova de areia foi realizado com a amostra lavada, passada na peneira 20 e retida na 40 e posteriormente seca em estufa a 100 °C. Após esta preparação foi realizada a densidade máxima com a

amostra seca, vibrando por 2 horas e divididas em camadas até a estabilização da acomodação máxima dos grãos.

II - Para avaliação do efeito do tipo de apoio da base da câmara de compressão no desenvolvimento do atrito entre as partículas do material e as paredes da câmara de compressão, foram realizados ensaios com a câmara de compressão com duas condições de apoio: apoiada na base e suspensa (Figura 3-33 a e b). O ensaio foi realizado em corpos de prova densos, com densidade relativa D_r igual a 95%, com diâmetro igual a 30 cm, variando-se as alturas dos corpos de prova em: 2, 5, 10, 15 e 20 cm. Para montagem dos corpos de prova dos enrocamentos foi realizado o mesmo procedimento feito com a areia, com a amostra lavada e passada na peneira 3/8 e retida na nº 4, e posteriormente seca em estufa a 100 °C. Após esta preparação foi realizada a densidade máxima com a amostra seca, vibrando por 2 horas e divididas em camadas até a estabilização da acomodação máxima dos grãos.

III - Para avaliação do efeito da litologia e da angulosidade dos grãos no desenvolvimento do atrito entre as partículas e as paredes da câmara de compressão, foram realizados ensaios em rochas granítica e calcária e grãos arredondados e angulosos. Foram utilizados corpos de prova densos, com densidade relativa D_r igual a 95%, diâmetro igual a 30,48 cm e altura igual a 5, 10, 15 e 20 cm.



Figura 3.32 – Equipamento de adensamento tradicional.



Figura 3.33a – Câmara de compressão apoiada na base.



Figura 3.33b – Câmara de compressão suspensa.

3.3.2. Avaliação do colapso devido à inundação.

Neste caso, procurou-se avaliar o comportamento mecânico do enrocamento confinado durante o processo de colapso por inundação. O material utilizado foi o pedregulho constituído de fragmentos de rochas areníticas, graníticas e calcárias.

Para isso, foi realizado inicialmente um ensaio de compressão unidimensional com o corpo de prova seco e um com o corpo de prova saturado, ambos atingindo a tensão máxima equivalente de 246,00 kPa. Esta tensão corresponde à tensão vertical gerada por uma coluna de aproximadamente 12 metros de enrocamento.

O processo de inundação foi realizado em dois níveis de tensão axial: 30,70 kPa e 122,80 kPa. Estas tensões correspondem a aproximadamente 1,5 e 6,0 metros de enrocamento. O procedimento de ensaio consiste das seguintes etapas:

1 – Moldagem

Mesmo procedimento descrito no item 3.4.1-II.

2 – Confinamento inicial

Faz-se o carregamento em estágios até o nível de carga axial desejado.

3 – Inundação

Após estabilização das deformações no último estágio de carregamento, procede-se à inundação do corpo de provas com água natural com temperatura igual a 21°C. Imediatamente após a inundação faz-se o acompanhamento dos deslocamentos axiais do topo do corpo de provas com o tempo até a estabilização das deformações. Considera-se que as deformações se estabilizam quando os deslocamentos medidos no topo do corpo de provas se mantêm estáveis nas duas últimas leituras. O intervalo de tempo entre leituras é similar ao utilizado nos ensaios de adensamento tradicionais: 1min, 2min, 4min, 8min, 15 min e 30min.

4 – Continuação do carregamento

Após a estabilização das deformações procede-se a continuação do carregamento em estágios. A carga final é igual a 179,200 kg (correspondente a tensão igual a 246,00 kPa).

5 – Descarregamento

No final do carregamento procede-se o descarregamento em estágios.

3.3.3. Avaliação do colapso devido à degradação

Neste programa procurou-se avaliar o comportamento mecânico do enrocamento confinado durante o processo de colapso por saturação e secagem. O material utilizado foi o pedregulho constituído de fragmentos de rochas areníticas. Este material foi basicamente utilizado para este tipo de análise devido à quantidade deste enrocamento ser limitada, buscando-se, então, o comportamento definitivo para degradação.

O processo de saturação e secagem foi realizado em dois níveis de tensão axial: 30,70 kPa e 122,80 kPa. Estas tensões correspondem a aproximadamente 1,5 e 6,0 metros de enrocamento. O procedimento de ensaio consiste das seguintes etapas:

1 – *Moldagem*

Mesmo procedimento descrito no item 3.4.1-II.

2 – *Confinamento inicial*

Faz-se o carregamento em estágios até o nível de carga axial desejado.

3 – *Saturação*

Após estabilização das deformações no último estágio de carregamento, procede-se a inundação do corpo de provas com água natural com temperatura igual a 21°C. A carga aplicada no último estágio de carregamento é mantida constante durante todo o ciclo de degradação. O tempo necessário para o umedecimento do corpo de prova foi previamente definido através das variações de umidade com o tempo, obtidas a partir de ensaios de absorção, que consiste no umedecimento em água natural medindo-se, com o tempo, a variação de umidade até sua estabilização. A Figura 3.34 apresenta o resultado obtido, em ensaio, do tempo mínimo de umedecimento que melhor representa o estado saturado do material. A partir dos resultados obtidos na Figura 3.34 determinou-se que o tempo de cada estágio de saturação seria de 360 min (ponto em que as curvas mostram o início da estabilização das umidades).

Durante a saturação faz-se o acompanhamento dos deslocamentos axiais do topo do corpo de provas com o tempo até completar o ciclo de saturação. O intervalo de tempo entre leituras é similar ao utilizado nos ensaios de adensamento tradicionais: 1min, 2min, 4min, 8min, 15 min e 30min. Após o término do ciclo, a água é drenada da câmara de degradação.

4 – *Secagem*

Após o ciclo de saturação é iniciado o ciclo de secagem. Neste ciclo é acionada uma resistência que eleva a temperatura da câmara de degradação até 100°C. O tempo de duração deste ciclo foi obtido em ensaios de secagem em estufa onde o material, com 100% de saturação, é submetido à secagem em estufa e calculada a variação da umidade com o tempo até que houvesse a estabilização desta umidade. A Figura 3.21 mostra o resultado deste ensaio. O tempo necessário para a estabilização de umidade para a secagem apresentou-se similar ao de saturação igual a 360 min.

Similar ao ciclo de saturação, no de secagem faz-se o acompanhamento dos deslocamentos axiais do topo do corpo de provas com o tempo até completar o ciclo de secagem. O intervalo de tempo entre leituras é similar ao utilizado nos ensaios de adensamento tradicionais: 1min, 2min, 4min, 8min, 15 min e 30min.

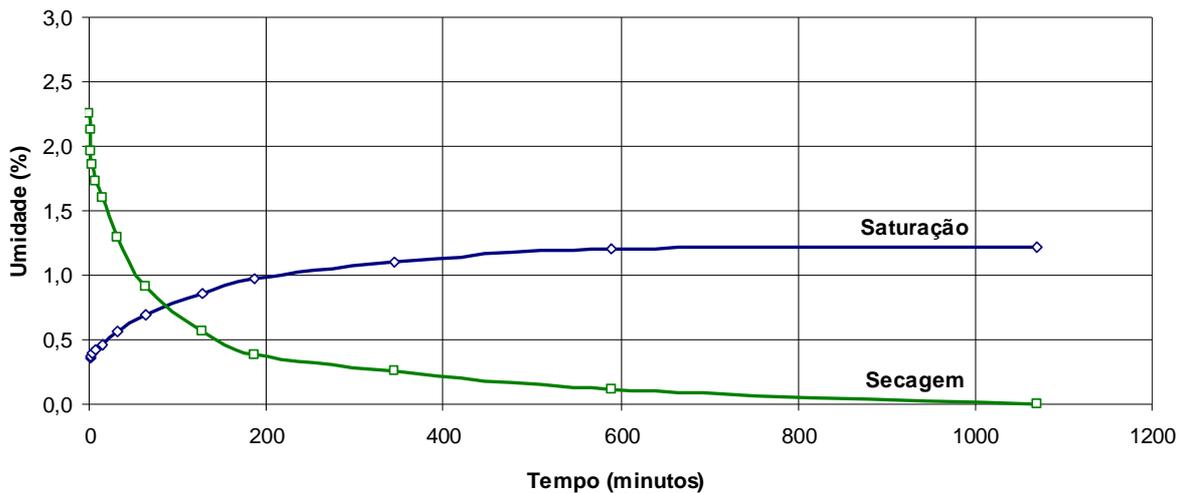


Figura 3.34 – Curvas de saturação e secagem obtidas em ensaios de absorção e secagem.

5 – Ventilação

Após o término do tempo de secagem é iniciado o resfriamento da câmara para o início de um novo ciclo de saturação e secagem. Após o final de cada ciclo, são lidas as deformações finais e, com a estabilização das deformações através dos ciclos, adota-se como ponto de parada para a aplicação dos mesmos.

4 – Continuação do carregamento

Após a estabilização das deformações, através dos ciclos, procede-se a continuação do carregamento em estágios. A carga final é igual a 179,200 kg (correspondente a tensão igual a 246,00 kPa).

5 – Descarregamento

No final do carregamento procede-se o descarregamento em estágios.

3.4. Considerações finais

Neste capítulo foi apresentado o equipamento desenvolvido para avaliação da deformabilidade de materiais de enrocamentos. Foram detalhadas as principais partes constituintes deste equipamento e suas respectivas funções.

Também foram expostos os materiais de estudo utilizados na pesquisa: uma areia quartzosa lavada e materiais provenientes da britagem de diferentes rochas: uma calcária, uma granítica e um arenito.

Estes materiais foram escolhidos com o objetivo de possibilitar a avaliação dos principais fatores que influenciam nos resultados de ensaios de compressão confinada

em materiais granulares: atrito lateral entre as partículas do corpo de provas e as paredes internas da câmara de confinamento; relação entre a altura e o diâmetro do corpo de provas – fator escala, forma dos grãos do corpo de prova, tipo de apoio da câmara de compressão, litologia e durabilidade da rocha.

Por fim, foi detalhado o programa experimental utilizado para verificação do equipamento de compressão confinada desenvolvido e para o estudo do comportamento geomecânico e de durabilidade dos enrocamentos, avaliando os seguintes fatores: nível das tensões de atrito de diferentes câmaras de compressão; colapso por inundação com o enrocamento confinado e colapso por degradação com o enrocamento confinado.

Capítulo 4 – Apresentação e análise dos resultados

Este Capítulo apresenta os resultados dos ensaios realizados nesta pesquisa e a conseqüente análise dos mesmos. São apresentados resultados e discussões para quatro linhas de análise. A primeira refere-se ao efeito da dimensão do corpo de prova no desenvolvimento de deformações do material. Para esta análise foi utilizada a areia quartzosa. A segunda trata do estudo dos efeitos do tipo de apoio, altura do corpo de provas, angulosidade do grão e litologia nos materiais como: pedregulhos de fragmentos de rochas arenítica, calcária e granítica. Uma terceira análise é realizada para os efeitos da degradação por inundação no desenvolvimento das deformações. Para avaliação deste efeito foram utilizados os mesmos materiais de enrocamentos da segunda análise. Por fim, a quarta análise trata de avaliar os efeitos da degradação por ciclos de saturação e secagem no desenvolvimento das deformações do material. Para esta análise foi utilizado o pedregulho de fragmentos de rochas areníticas. É importante ressaltar que a terceira e a quarta análise são tipos de colapso gerados pelos mecanismos de degradação do corpo de prova.

4.1. Efeito do atrito no fator escala

As figuras 4.1 e 4.2 apresentam os resultados dos ensaios executados em areia de corpos de prova densos e fofos, respectivamente. As figuras 4.3 e 4.4 mostram a variação dos módulos oedométricos com a tensão vertical efetiva para corpos de prova densos e fofos, respectivamente. O módulo oedométrico apresentado corresponde à inclinação da reta tangente à curva tensão vertical vs. deformação vertical no ensaio oedométrico.

Nestas figuras são comparados os resultados obtidos em corpos de prova com diferentes diâmetros. Todos os corpos de prova foram moldados com altura constante igual a 19,1mm.

Os resultados indicam que o aumento do diâmetro dos corpos de provas provoca o aumento da deformação vertical para o mesmo nível de tensão vertical (figuras 4.1 e 4.2). Nota-se também o aumento da compressibilidade do material com o diâmetro do corpo de prova (figuras 4.3 e 4.4). Este efeito ocorre independentemente do nível de tensão vertical, mas é mais acentuado para o material denso.

Tal comportamento, como já esperado, indica que uma parte da resistência vertical medida durante o ensaio no material granular é gerada pelo atrito entre o corpo de provas e as paredes internas da câmara de compressão.

No caso de materiais fofos, este efeito só é notado para tensões maiores que 150kPa. Tal aspecto é devido à não mobilização de atrito entre o corpo de prova e as paredes da camada até que se atinja algum grau de densidade no material.

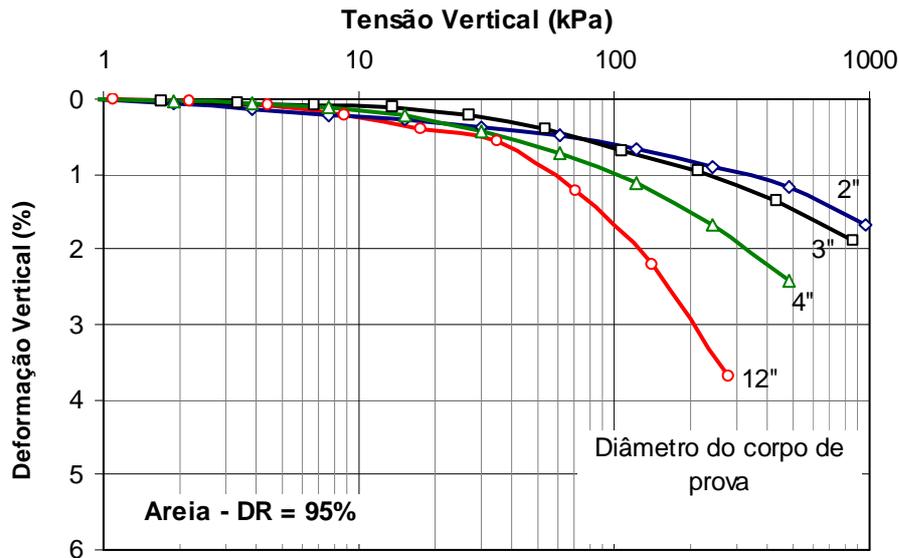


Figura 4.1 - Variação da tensão com a deformação vertical em corpos de prova com Dr igual a 95% em câmaras com diferentes diâmetros.

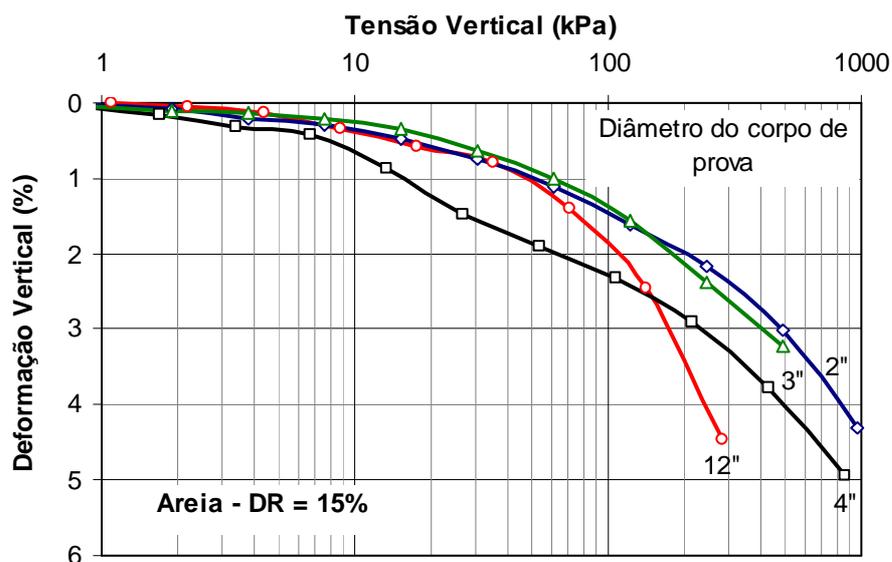


Figura 4.2 - Variação da tensão com a deformação vertical em corpos de prova com Dr igual a 15% em câmaras com diferentes diâmetros.

Das figuras 4.3 e 4.4 pode-se observar o aumento aproximadamente proporcional entre o nível de tensões e a compressibilidade do material. Nota-se que a rigidez medida do material nestes ensaios é significativamente influenciada pelo atrito entre as paredes da câmara de compressão e os corpos de provas. Este aspecto é mais notado para os corpos de prova densos. Nos corpos de prova fofos isto ocorre para tensões acima de 50kPa. Este comportamento também pode ser justificado pela não mobilização de atrito entre o corpo de provas e as paredes da câmara para baixos níveis de tensões verticais.

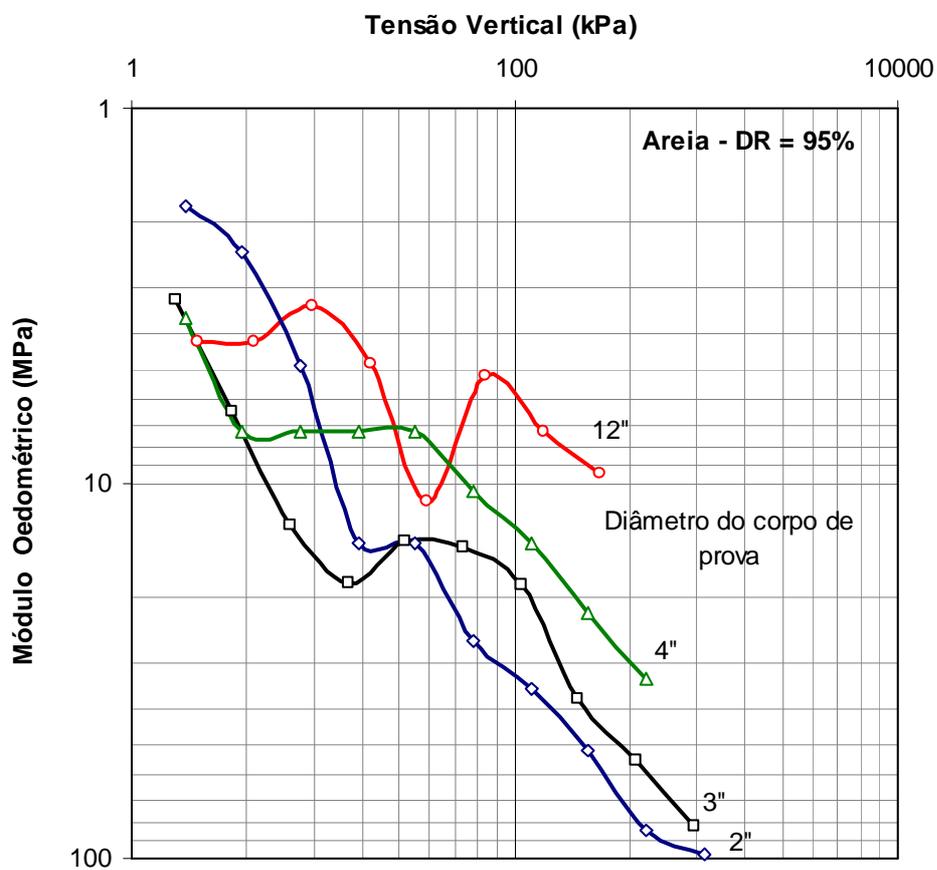


Figura 4.3 - Variação do módulo oedométrico com a tensão vertical em corpos de prova com $D_r = 95\%$.

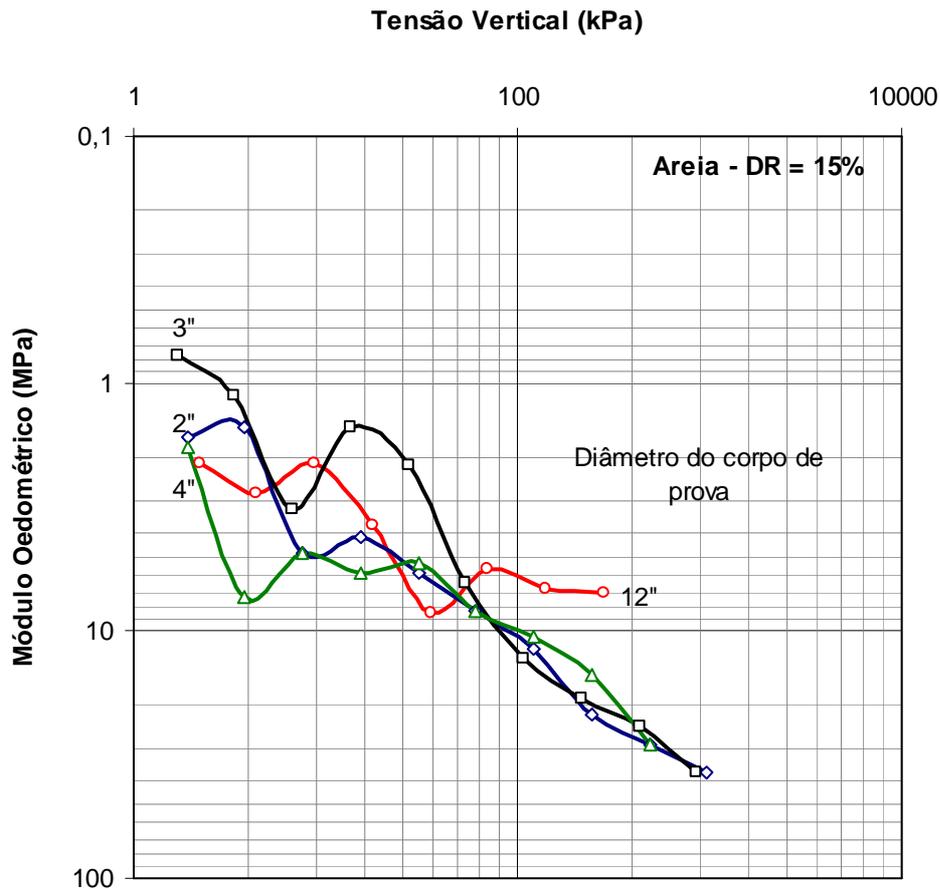


Figura 4.4 - Variação do módulo oedométrico com a tensão vertical em corpos de prova com $D_r = 15\%$.

Considerando que o corpo de prova com diâmetro igual a doze polegadas desenvolve parcela de atrito lateral significativamente pequena, pode-se determinar a parcela de atrito lateral desenvolvida nestes ensaios. Esta determinação é feita admitindo que a redução da compressibilidade no corpo de provas de menor dimensão em relação ao de doze polegadas é provocada pela parcela de atrito lateral. A Figura 4.5 apresenta um exemplo do desenvolvimento de atrito lateral determinado a partir destas considerações.

Da Figura 4.5 nota-se que a parcela de atrito lateral cresce com o nível de deformação. Além disto, nos corpos de prova de dois e três polegadas o atrito lateral desenvolvido é consideravelmente semelhante. Observa-se ainda que somente para deformações maiores que 0,5% é que existem níveis de atrito significativo nos corpos de prova menores que quatro polegadas.

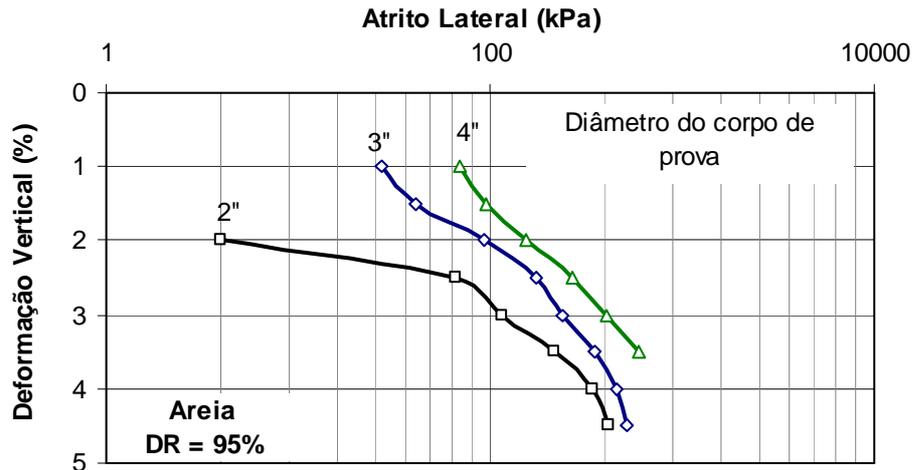


Figura 4.5 - Variação do atrito lateral com a deformação vertical.

4.2. Efeito do tipo de apoio, altura do corpo de provas, angulosidade do grão e litologia

As figuras 4.6 e 4.7 apresentam as variações da tensão axial com a deformação axial nos ensaios de compressão confinada executados em corpos de prova de pedregulho constituído de rocha calcária com grãos angulosos em câmaras apoiadas e suspensa, respectivamente, para diferentes alturas dos corpos de prova.

As figuras 4.8 e 4.9 apresentam as variações da deformação axial com a altura do corpo de provas nos ensaios de compressão confinada executados em corpos de prova de pedregulho constituído de rocha calcária com grãos angulosos em câmaras apoiadas e suspensa, respectivamente, para diferentes níveis de tensões axiais.

Os resultados indicam que para o mesmo nível de tensão axial os corpos de prova de menor altura sofrem maiores deformações axiais. Isso indica que a tensão de atrito entre o corpo de provas e as paredes internas da câmara afeta significativamente o comportamento geomecânico do enrocamento nos ensaios de compressão confinada. Para esse material, a influência é independente do tipo de câmara.

Dos resultados apresentados nota-se que não existe uma influência significativa do tipo de apoio da câmara de compressão para este enrocamento, independentemente da altura do corpo de provas.

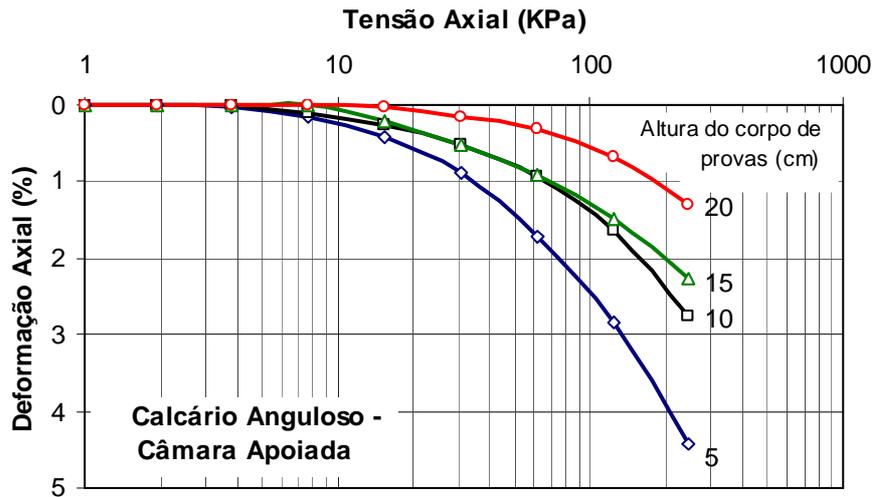


Figura 4.6 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário anguloso, em câmara apoiada e variação da altura dos corpos de prova.

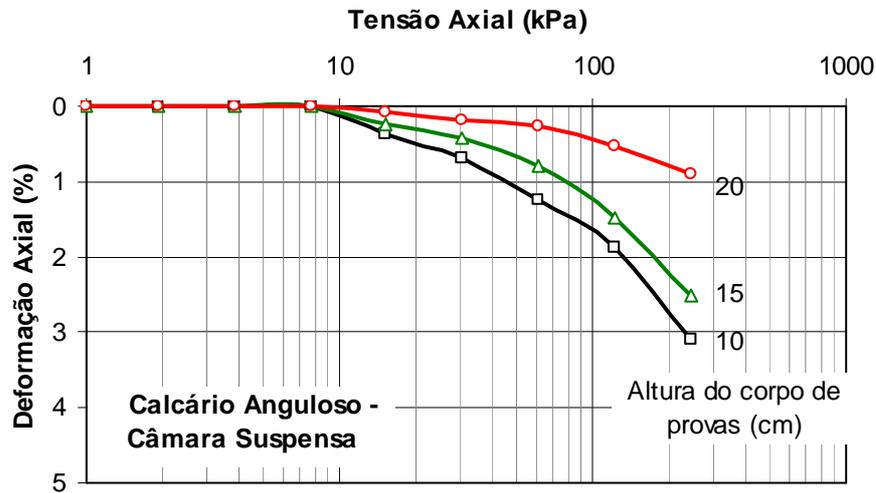


Figura 4.7 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário anguloso, em câmara suspensa e variação da altura dos corpos de prova.

Das figuras 4.8 e 4.9 nota-se que a influência da altura do corpos de prova é mais significativa para tensões axiais elevadas. Isso se justifica pelo maior deslocamento relativo entre as partículas do corpo de provas e as paredes internas da câmara de compressão. Para corpos de prova de maior altura fazem-se necessários maiores deslocamentos para mobilização de tensão axial, gerando maiores níveis de atrito entre a câmara e o corpo de provas.

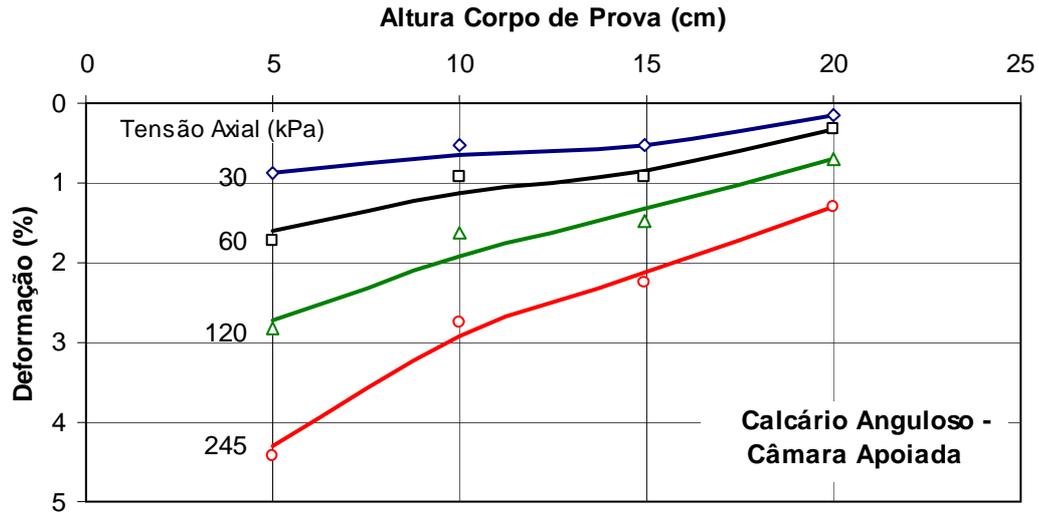


Figura 4.8 - Variação da deformação axial com a altura do corpo de provas para diferentes níveis de σ'_v - Pedregulho de calcário anguloso e câmara apoiada.

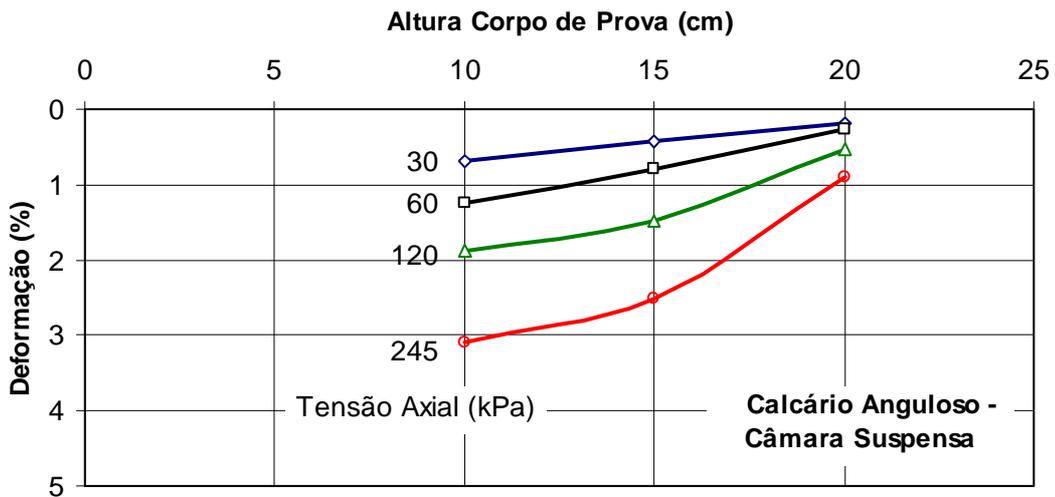


Figura 4.9 – Variação da deformação axial com a altura do corpo de provas para diferentes níveis de σ'_v - Pedregulho de calcário anguloso e câmara suspensa.

As figuras 4.10 e 4.11 apresentam as variações do módulo M , Módulo de compressibilidade M (Constrained modulus), com a deformação axial nos ensaios de compressão confinada executados em corpos de prova de enrocamento constituído de rocha calcária com grãos angulosos em câmaras apoiadas e suspensa, respectivamente, para diferentes alturas dos corpos de prova.

Nos ensaios de compressão unidimensional, a determinação do módulo M é feita diretamente dos resultados dos ensaios. O módulo M é definido como:

$$M = \frac{d\sigma'_v}{d\varepsilon_v} \quad (4.1)$$

ou seja, a tangente à curva σ'_v vs. ε_v .

Estes resultados indicam que ocorre uma significativa redução da compressibilidade do material com o aumento da altura do corpo de provas. Nota-se que os corpos de provas com 10 e 15 cm de altura mostram comportamento similar com relação à variação da compressibilidade com a tensão axial.

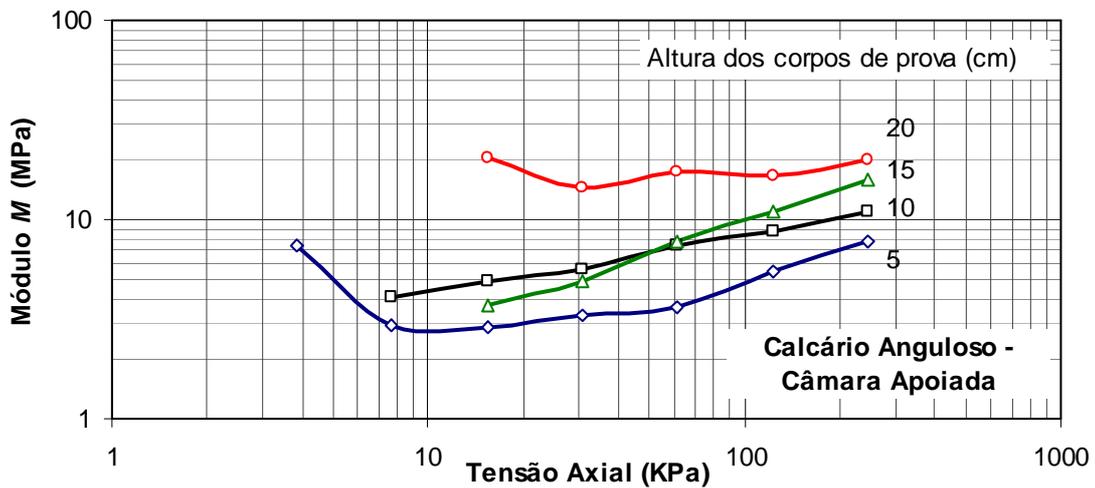


Figura 4.10 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para diferentes alturas do corpo de provas - Pedregulho de calcário anguloso e câmara apoiada.

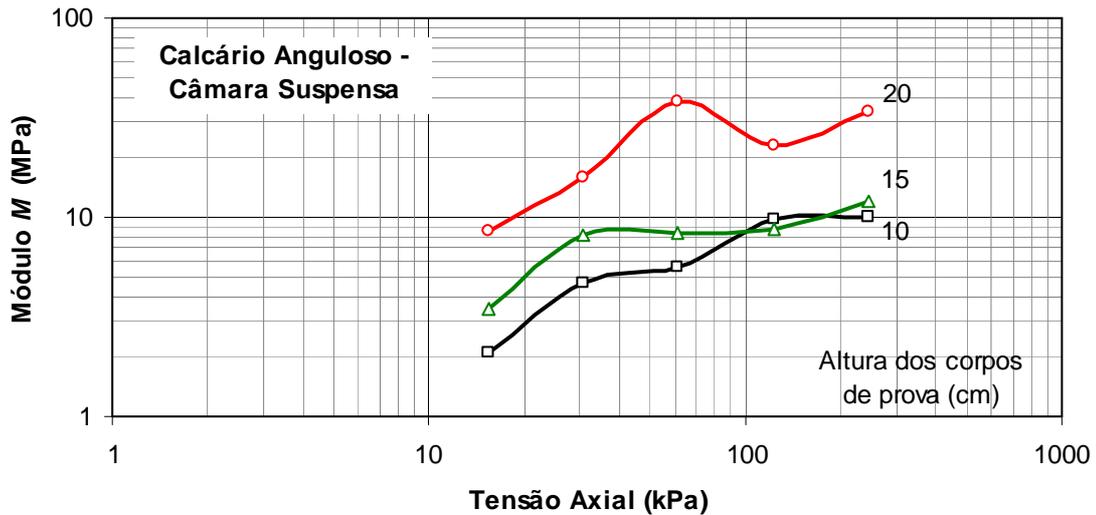


Figura 4.11 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para diferentes alturas do corpo de provas - Pedregulho de calcário anguloso e câmara suspensa.

As figuras 4.12 e 4.13 apresentam as variações da tensão axial com a deformação axial nos ensaios de compressão confinada executados em corpos de prova de pedregulho constituído de rocha calcária com grãos arredondados em câmaras apoiadas e suspensa, respectivamente, para diferentes alturas dos corpos de prova.

As figuras 4.14 e 4.15 apresentam as variações da deformação axial com a altura do corpo de provas nos ensaios de compressão confinada executados em corpos de prova de pedregulho constituído de rocha calcária com grãos arredondados em câmaras apoiadas e suspensa, respectivamente, para diferentes níveis de tensões axiais.

As figuras 4.16 e 4.17 apresentam as variações do módulo M com a deformação axial nos ensaios de compressão confinada executados em corpos de prova de pedregulho constituído de rocha calcária com grãos arredondados em câmaras apoiadas e suspensa, respectivamente, para diferentes alturas dos corpos de prova.

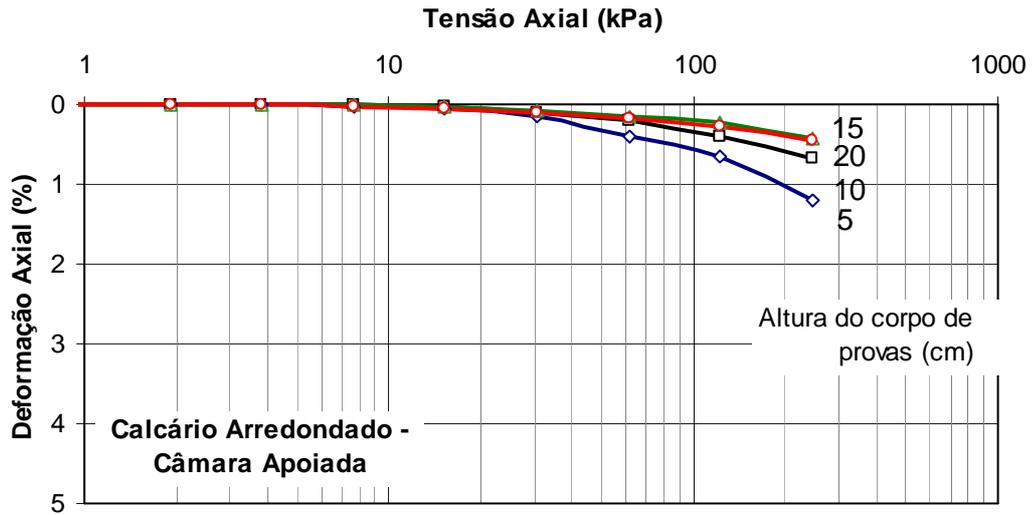


Figura 4.12 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário arredondado, em câmara apoiada e variação da altura dos corpos de prova.

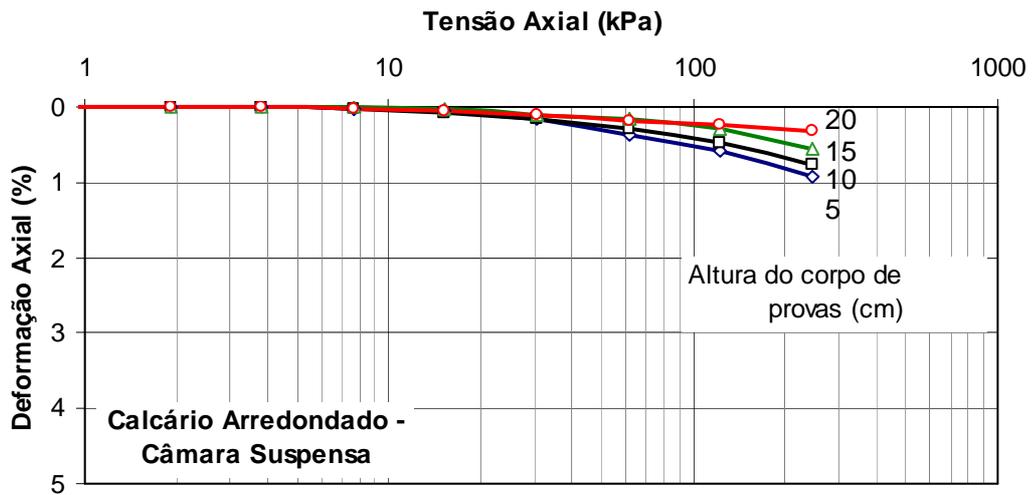


Figura 4.13 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário arredondado, em câmara suspensa e variação da altura dos corpos de prova.

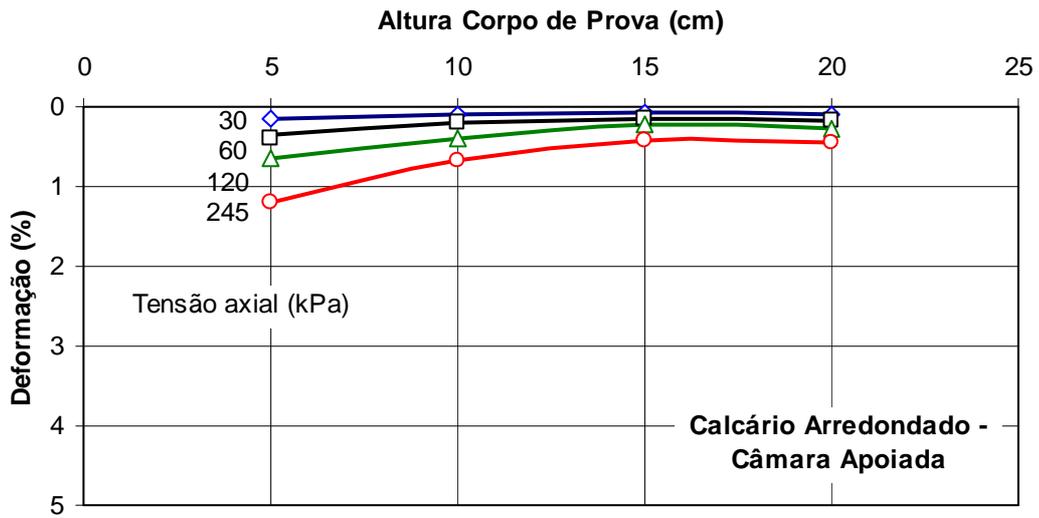


Figura 4.14 - Variação da deformação axial com a altura do corpo de provas para diferentes níveis de σ'_v - Pedregulho de calcário arredondado e câmara apoiada.

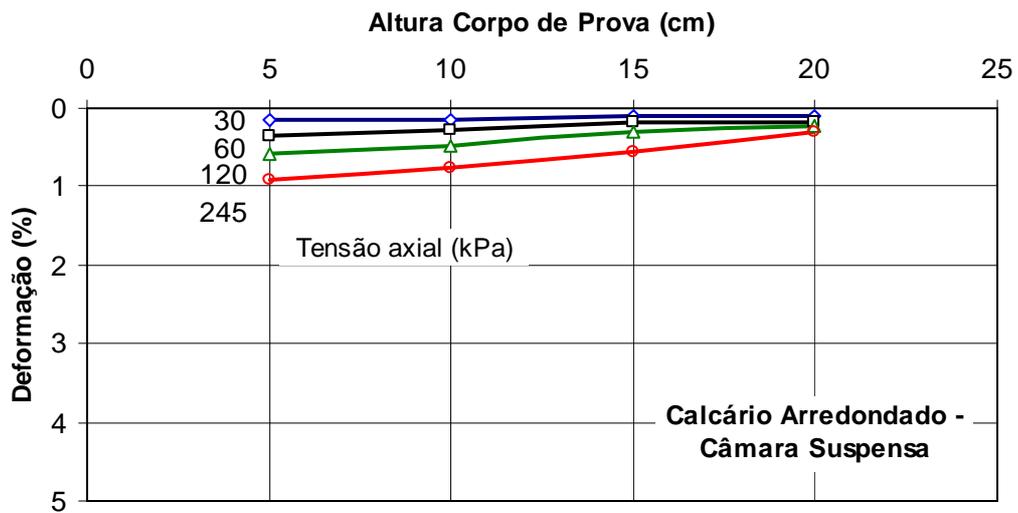


Figura 4.15 - Variação da deformação axial com a altura do corpo de provas para diferentes níveis de σ'_v - Pedregulho de calcário arredondado e câmara suspensa.

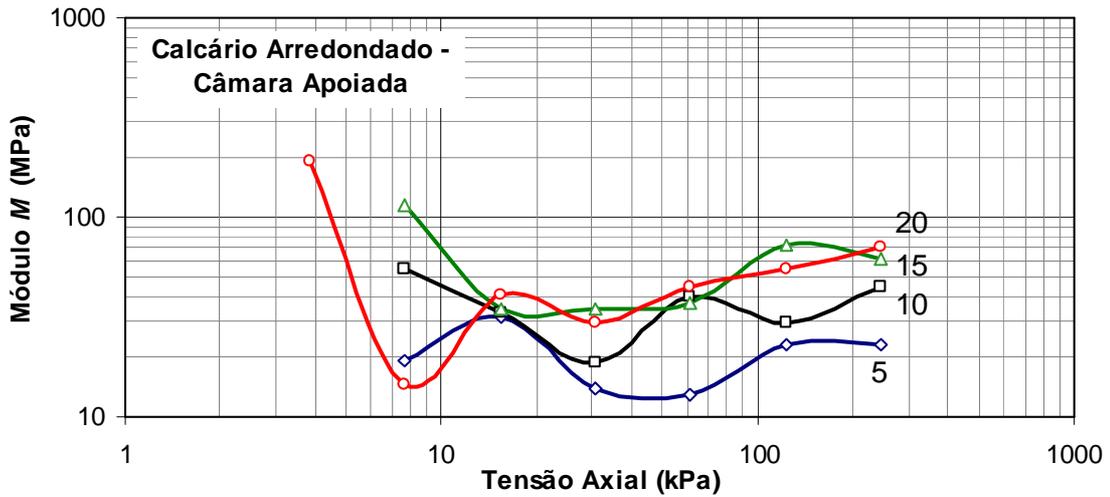


Figura 4.16 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para diferentes alturas do corpo de provas - Pedregulho de calcário arredondado e câmara apoiada.

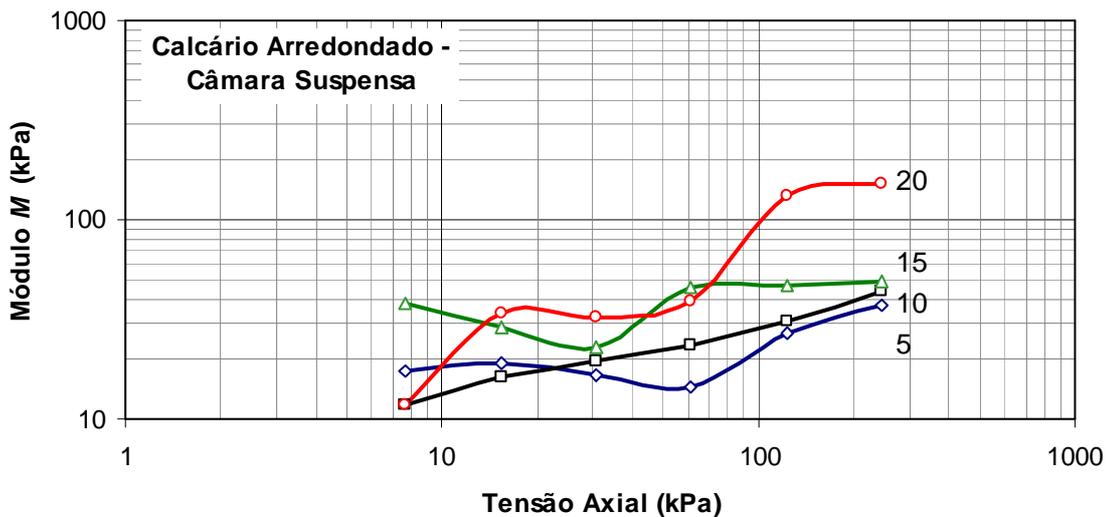


Figura 4.17 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para diferentes alturas do corpo de provas - Pedregulho de calcário arredondado e câmara suspensa.

Dos resultados apresentados nota-se que o comportamento dos materiais de enrocamento constituído pedregulho de rocha calcária e grãos arredondados mostram a mesma tendência de comportamento geomecânico que o material com grãos angulosos. No entanto, observa-se um significativo aumento do módulo M no enrocamento com grãos arredondados. A figura 4.18 ilustra essa redução de compressibilidade, da ordem de 4,5 vezes. Este comportamento se justifica pelo

aumento do imbricamento entre as partículas que é favorecido pelo aumento da área de contato entre os grãos no caso das partículas arredondadas.

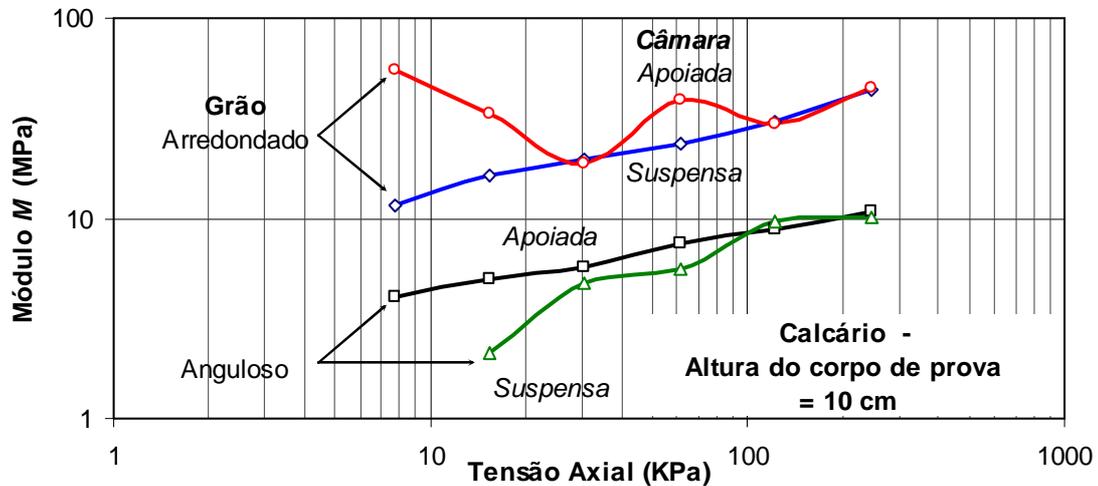


Figura 4.18 – Variação do módulo M com a tensão vertical para pedregulhos de calcário arredondado ou anguloso e câmara apoiada ou suspensa.

As figuras 4.19 e 4.20 apresentam as variações da tensão axial com a deformação axial nos ensaios de compressão confinada executados em corpos de prova de pedregulho constituído de rocha granítica com grãos angulosos em câmaras apoiadas e suspensa, respectivamente, para diferentes alturas dos corpos de prova.

As figuras 4.21 e 4.22 apresentam as variações da deformação axial com a altura do corpo de provas nos ensaios de compressão confinada executados em corpos de prova de pedregulho constituído de rocha granítica com grãos angulosos em câmaras apoiadas e suspensa, respectivamente, para diferentes níveis de tensões axiais.

As figuras 4.23 e 4.24 apresentam as variações do módulo M com a deformação axial nos ensaios de compressão confinada executados em corpos de prova de pedregulho constituído de rocha granítica com grãos angulosos em câmaras apoiadas e suspensa, respectivamente, para diferentes alturas dos corpos de prova.

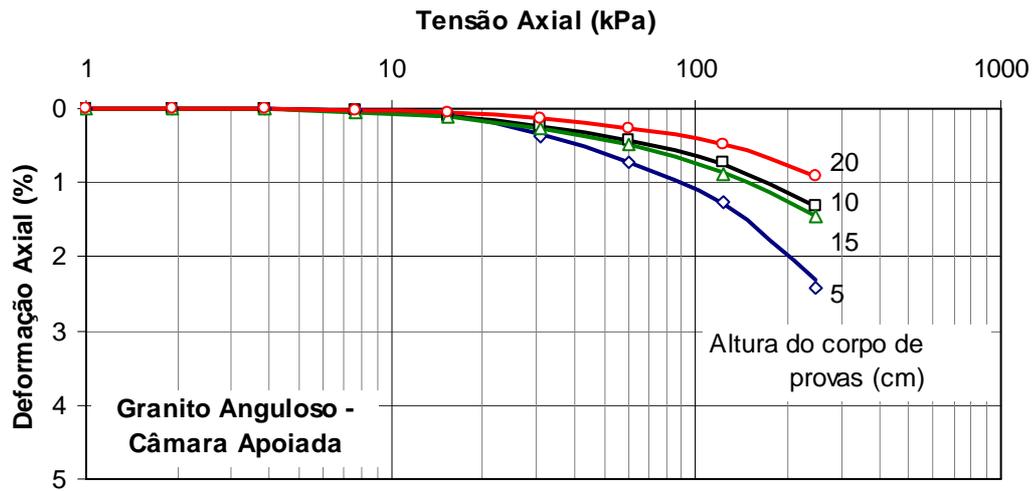


Figura 4.19 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de granito angular, em célula apoiada e variação da altura dos corpos de prova.

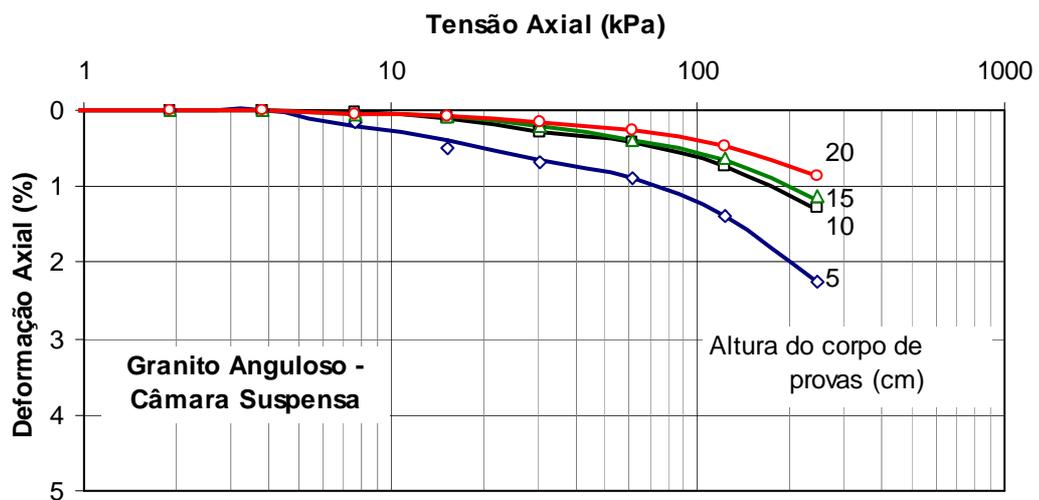


Figura 4.20 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de granito angular, em célula suspensa e variação da altura dos corpos de prova.

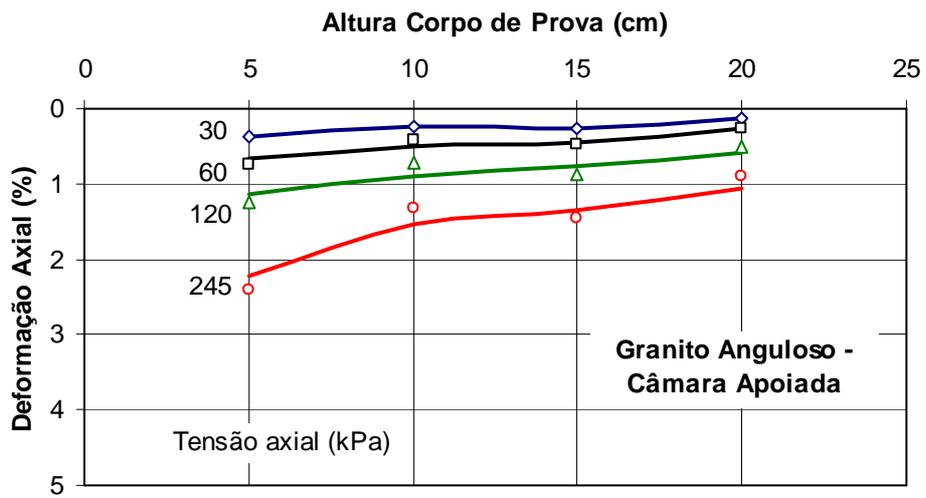


Figura 4.21 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para diferentes alturas do corpo de provas - Pedregulho de granito angularoso e câmara apoiada.

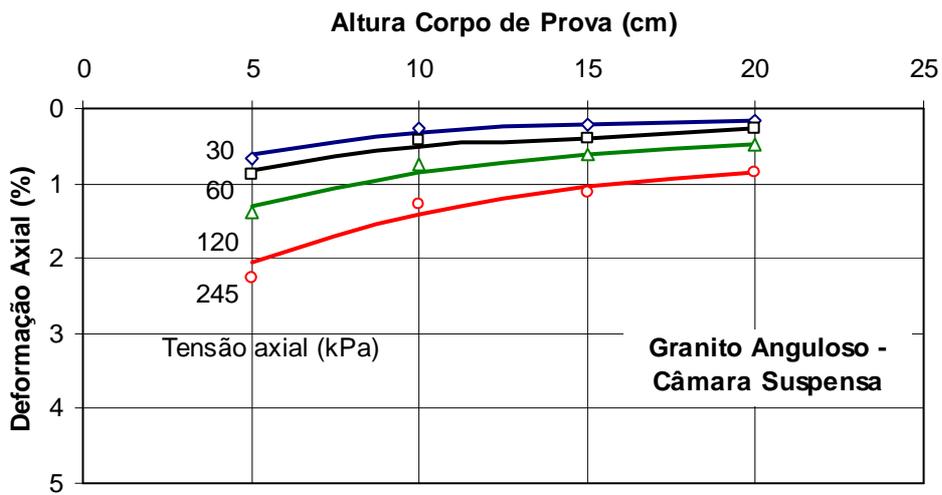


Figura 4.22 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para diferentes alturas do corpo de provas - Pedregulho de granito angularoso e câmara suspensa.

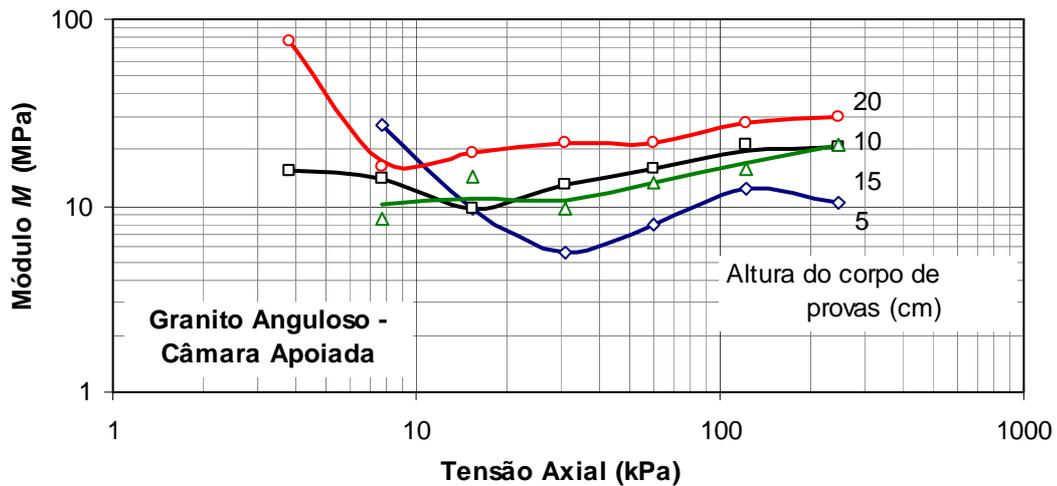


Figura 4.23 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para diferentes alturas do corpo de provas - Pedregulho de granito angularo e câmara apoiada.

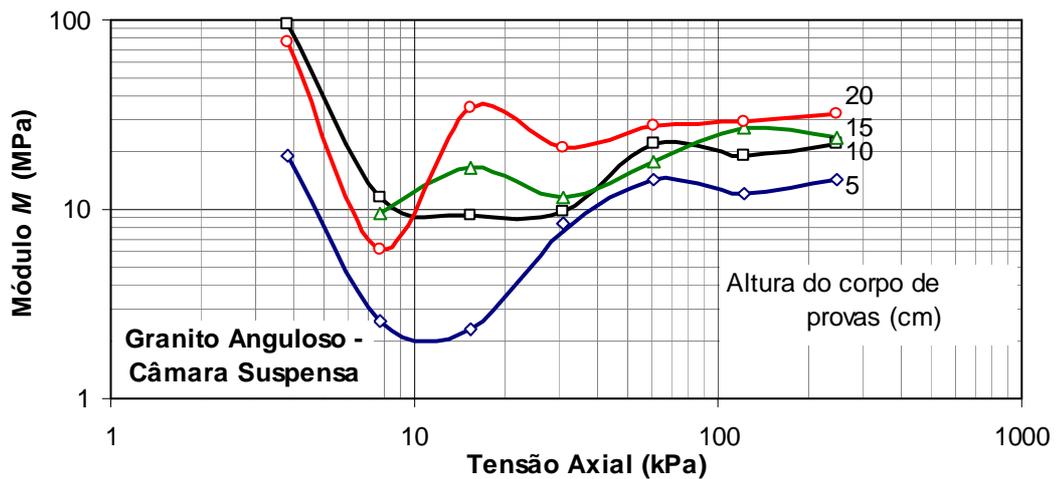


Figura 4.24 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para diferentes alturas do corpo de provas - Pedregulho de granito angularo e câmara suspensa.

Estes resultados indicam que para o pedregulho constituído de rocha granítica com grãos angulosos ocorre um comportamento similar com relação à variação da compressibilidade com a tensão axial, quando comparado com o enrocamento constituído de rocha calcária com grãos angulosos.

Assim, como observado no pedregulho constituído de fragmentos de rocha calcária com grãos angulosos, o pedregulho de rocha granítica com grãos de mesma angulosidade apresenta uma significativa redução da compressibilidade do material

com o aumento da altura do corpo de provas, apresentada pelo aumento do módulo M no enrocamento com grãos angulosos.

A Figura 4.25 apresenta as variações da tensão axial com a deformação axial nos ensaios de compressão confinada executados em corpos de prova de pedregulho constituído de rochas arenítica, granítica e calcária com grãos angulosos em câmara suspensa, para altura do corpo de prova igual a 10 cm.

A Figura 4.26 apresenta as variações do módulo M com a deformação axial nos ensaios de compressão confinada executados em corpos de prova de pedregulho constituído de rochas arenítica, granítica e calcária com grãos angulosos em câmara suspensa, para altura do corpo de prova igual a 10 cm.

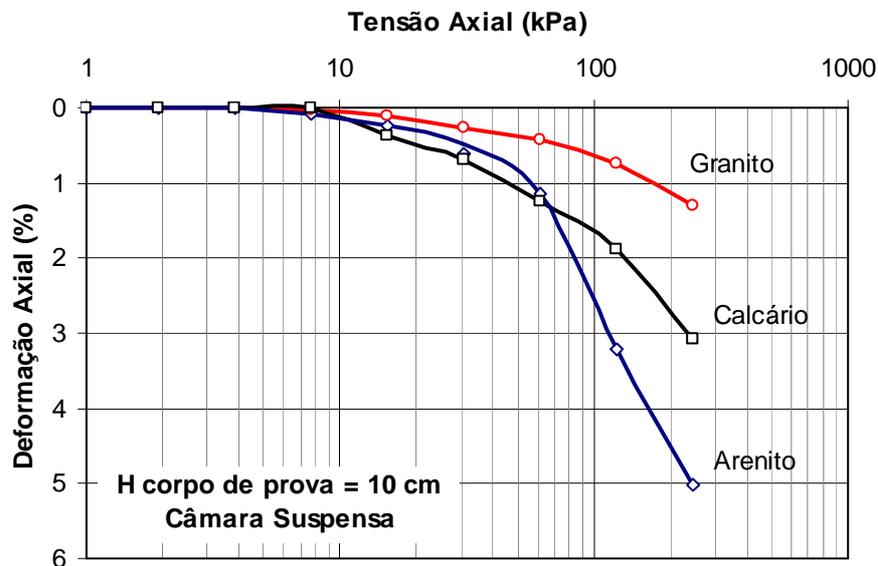


Figura 4.25 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial dos Pedregulhos, em célula suspensa e altura dos corpos de prova igual a 10 cm.

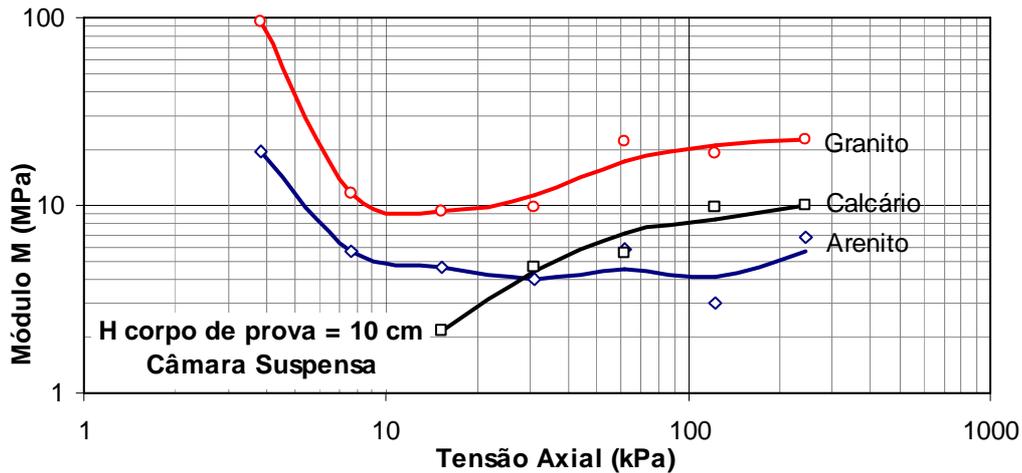


Figura 4.26 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para diferentes pedregulhos, com câmara suspensa e altura dos corpos de prova igual a 10 cm.

Os resultados apresentados indicam uma tendência similar para todos os materiais estudados.

Os resultados indicam que para níveis de tensões axiais inferiores a 10 kPa, as deformações não são significativas. Para tensões entre 10 e 30 kPa, as compressibilidades dos pedregulhos constituídos de rochas calcária ou granítica, com grãos angulosos, são similares.

Para tensões acima de 30 kPa nota-se que o pedregulho constituído de fragmentos de rochas de arenito é mais compressível que os pedregulhos de granito e de calcário. Esse comportamento se justifica pela menor resistência e maior grau de fraturamento entre contatos dos grãos do pedregulho de arenito em relação aos demais materiais estudados.

4.3. Degradação por inundação

As figuras 4.27 a 4.29 apresentam as variações da tensão axial com a deformação axial nos ensaios de compressão confinada executados em corpos de prova de pedregulho constituído de rochas arenítica, calcária e granítica, respectivamente; com grãos angulosos em câmara suspensa, para ensaios com o corpo de prova seco, saturado e com inundação na tensão igual a 30,70 kPa.

As figuras 4.30 a 4.32 apresentam as variações da tensão axial com a deformação axial nos ensaios de compressão confinada executados em corpos de prova de

pedregulho constituído de rocha arenítica, calcária e granítica, respectivamente; com grãos angulosos em câmara suspensa, para ensaios com o corpo de prova seco, saturado e com inundação na tensão igual a 122,80 kPa.

As figuras 4.33 a 4.35 apresentam as variações do módulo M com a deformação axial nos ensaios de compressão confinada executados em corpos de prova de pedregulho constituído de rocha arenítica, calcária e granítica, respectivamente; com grãos angulosos em câmara suspensa, para ensaios com o corpo de prova seco, saturado e com inundação na tensão igual a 30,70 kPa.

As figuras 4.36 a 4.38 apresentam as variações do módulo M com a deformação axial nos ensaios de compressão confinada executados em corpos de prova de pedregulho constituído de rocha arenítica, calcária e granítica, respectivamente; com grãos angulosos em câmara suspensa, para ensaios com o corpo de prova seco, saturado e com inundação na tensão igual a 122,80 kPa.

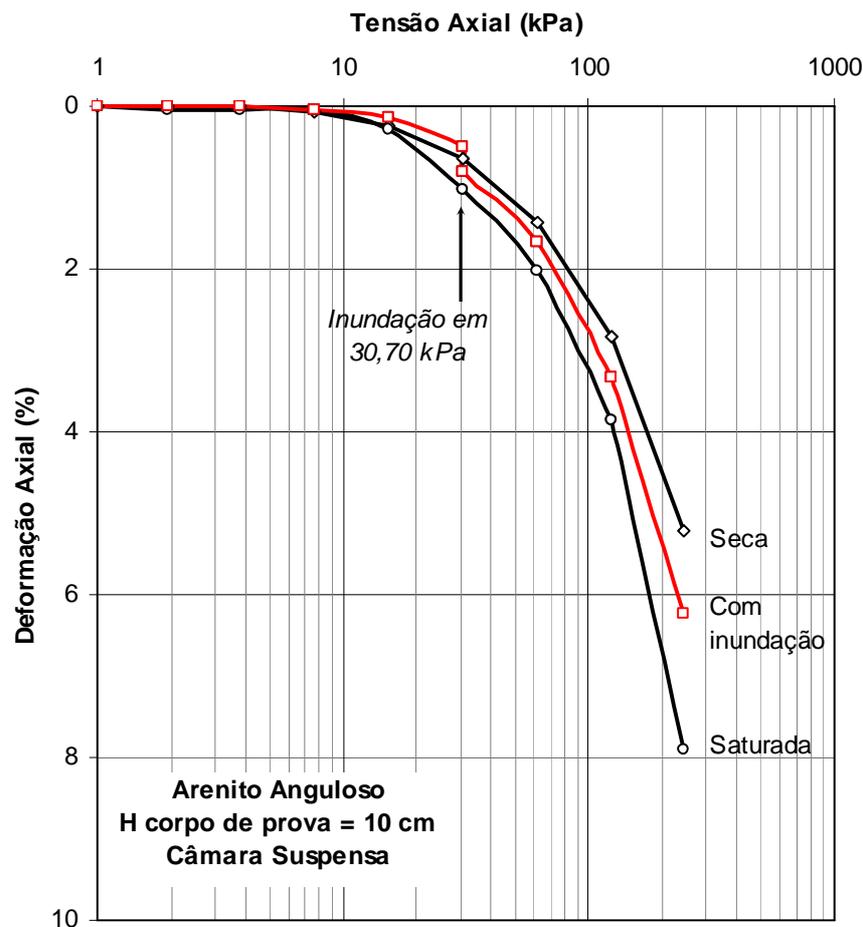


Figura 4.27 - Variação da tensão axial versus deformação axial do pedregulho de arenito anguloso, em célula suspensa para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 30,70 kPa.

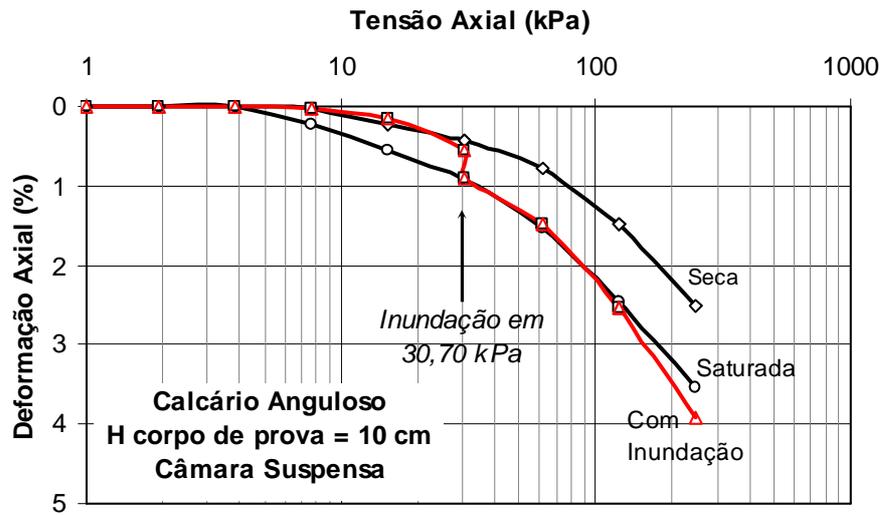


Figura 4.28 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário anguloso, em célula suspensa para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 30,70 kPa.

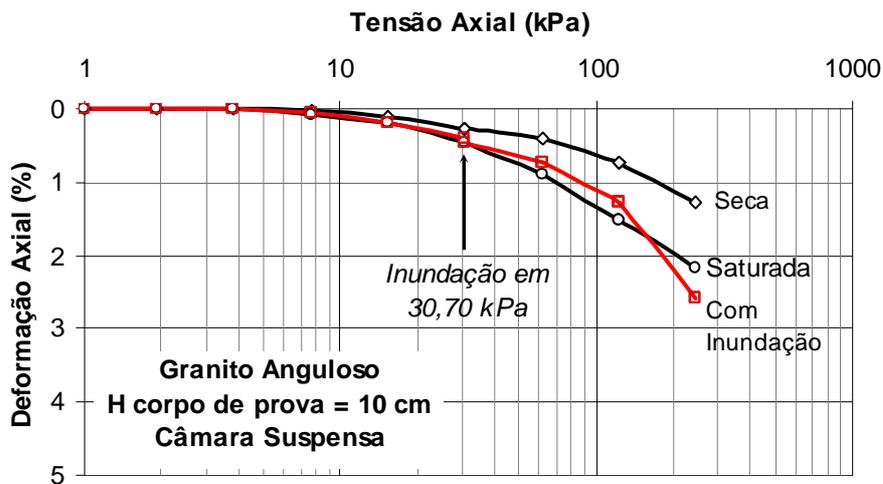


Figura 4.29 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de granito anguloso, em célula suspensa para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 30,70 kPa.

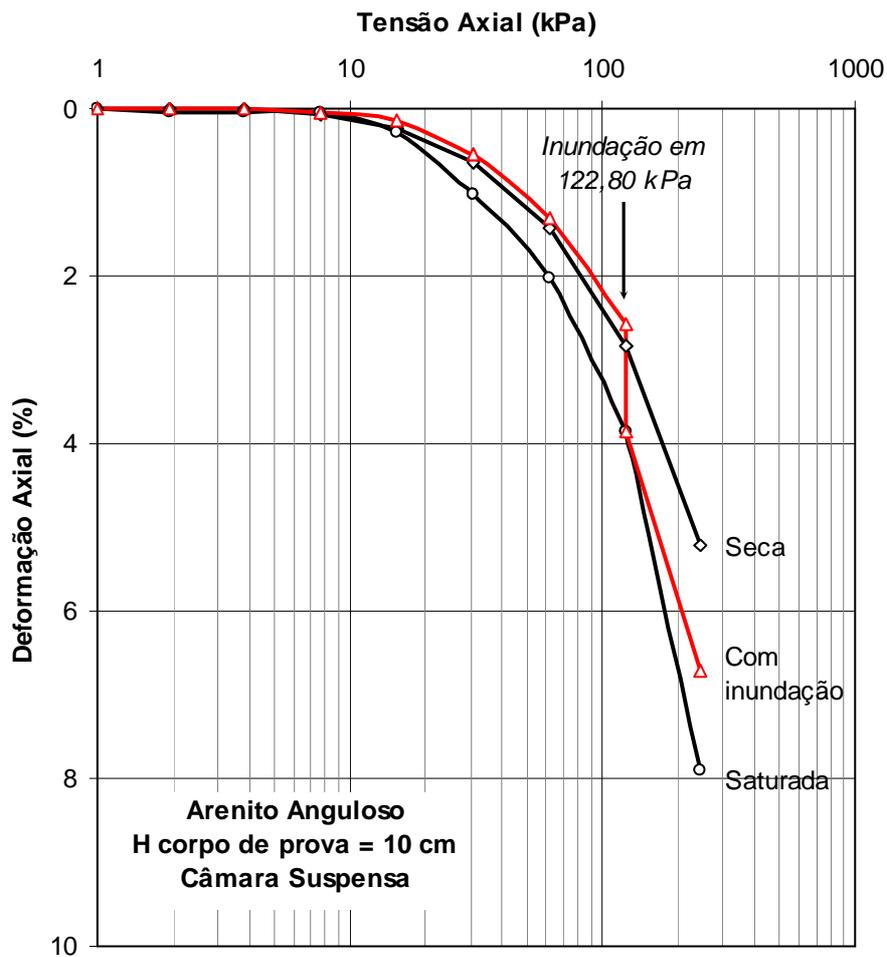


Figura 4.30 - Variação da tensão axial versus deformação axial do pedregulho de arenito anguloso, em célula suspensa para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 122,80 kPa.

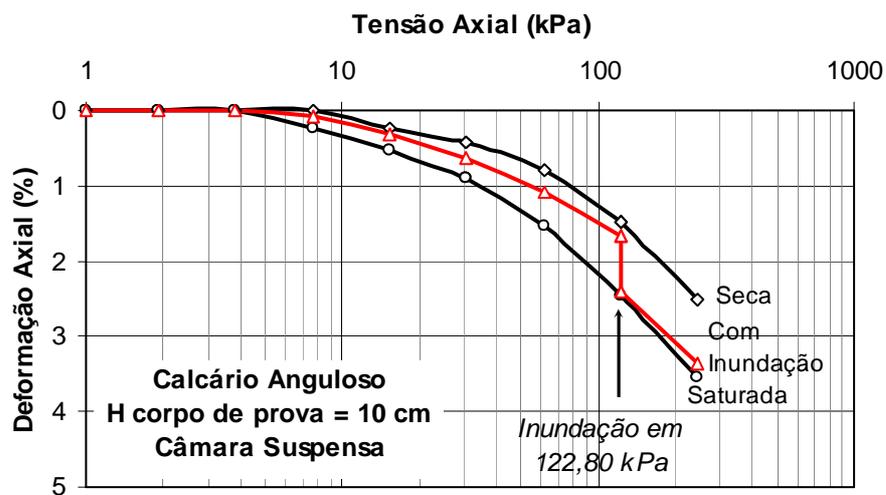


Figura 4.31 - Variação da tensão axial versus deformação axial do pedregulho de calcário anguloso, em célula suspensa para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 122,80 kPa.

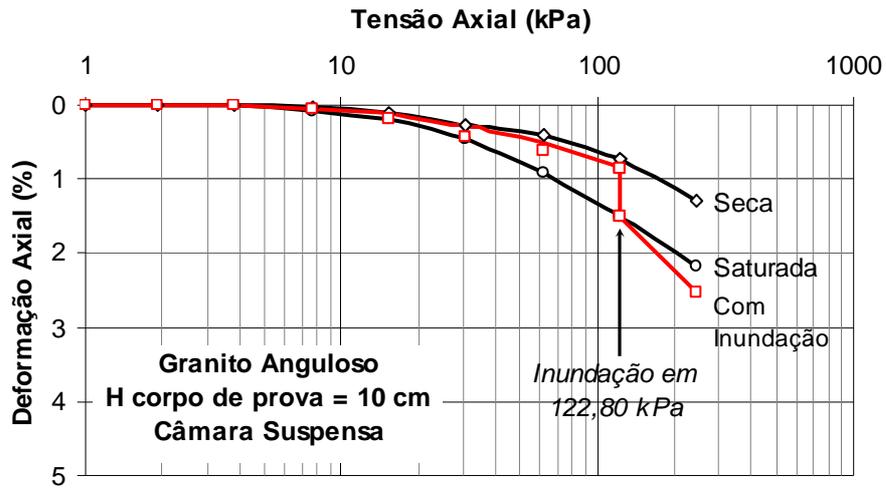


Figura 4.32 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de granito angularo, em célula suspensa para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 122,80 kPa.

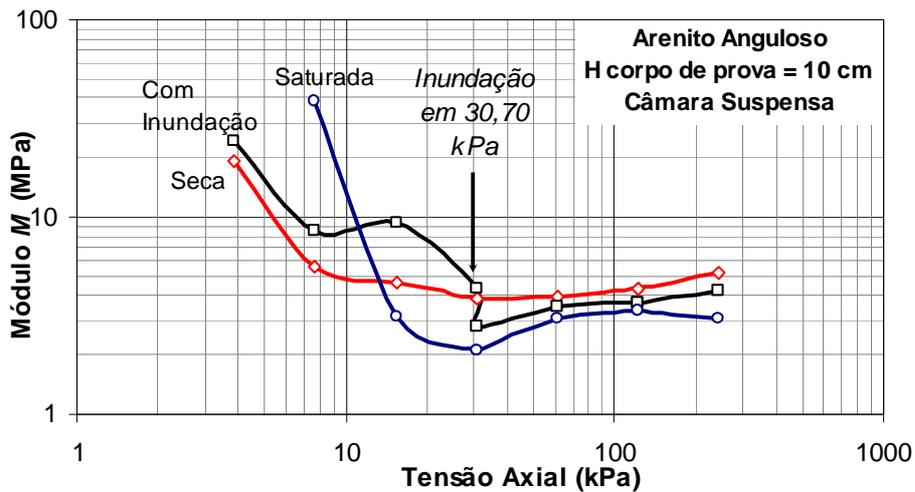


Figura 4.33 - Variação do módulo M com a tensão σ_v para o pedregulho de arenito angularo, em célula suspensa, para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 30,70 kPa.

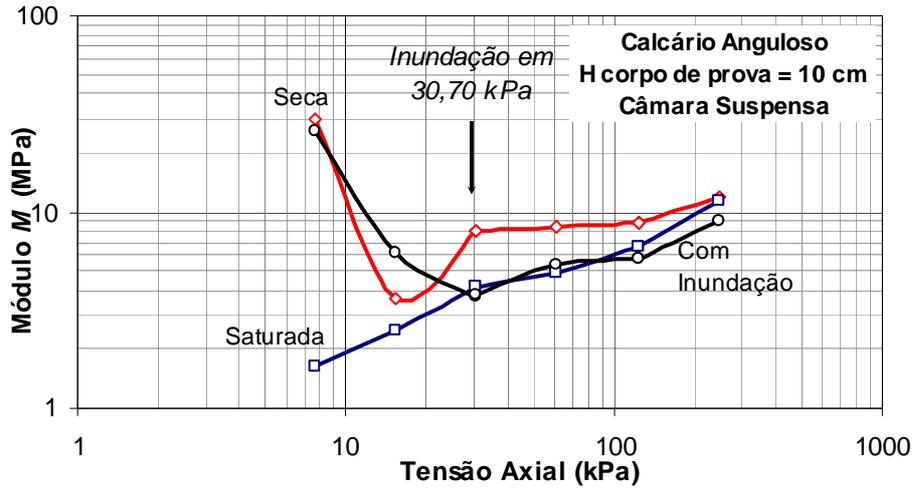


Figura 4.34 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para o pedregulho de calcário anguloso, em célula suspensa, para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 30,70 kPa.

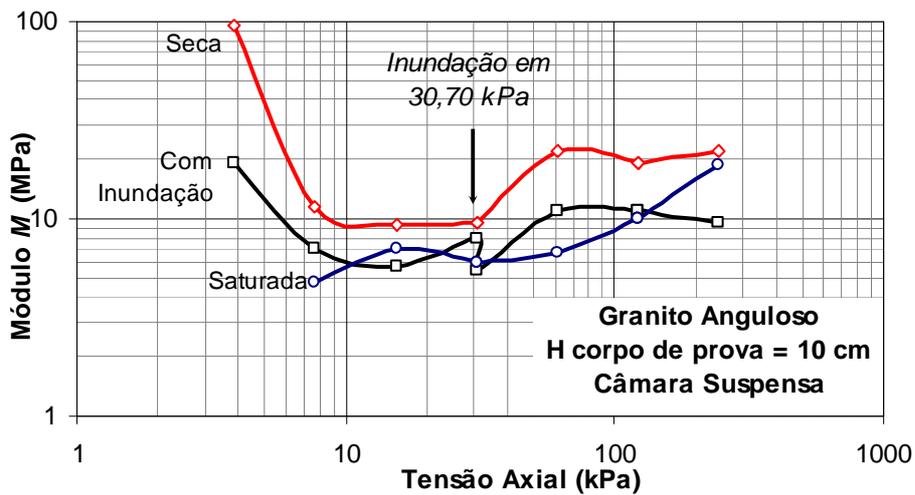


Figura 4.35 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para o pedregulho de granito anguloso, em célula suspensa, para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 30,70 kPa.

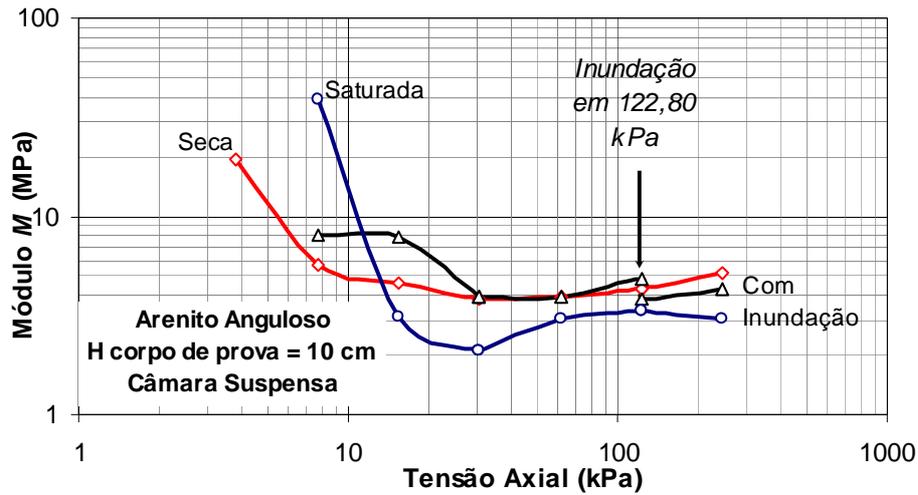


Figura 4.36 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para o pedregulho de arenito anguloso, em célula suspensa, para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 122,80 kPa.

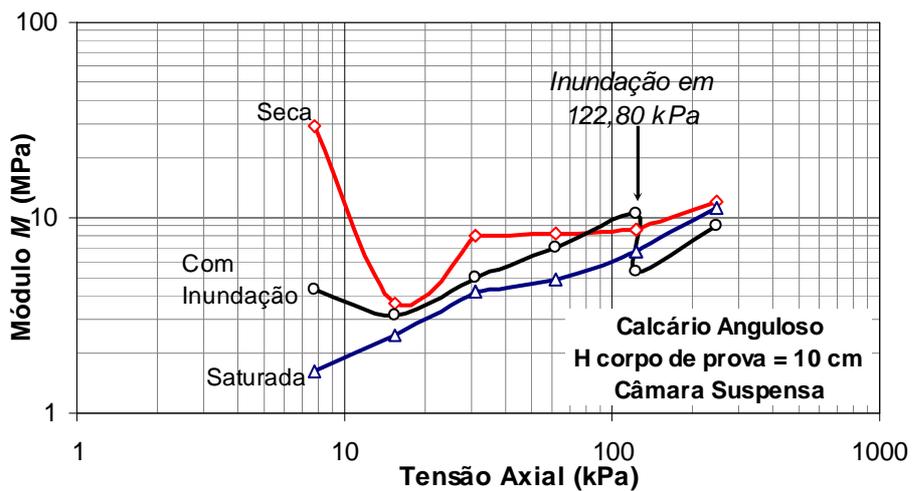


Figura 4.37 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para o pedregulho de calcário anguloso, em célula suspensa, para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 122,80 kPa.

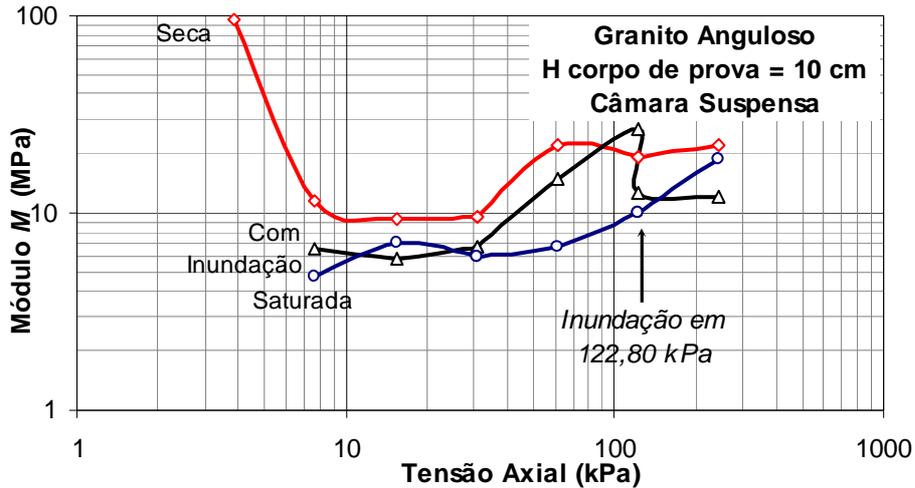


Figura 4.38 - Variação do módulo M com a tensão $\sigma'v$ para o pedregulho de granito anguloso, em célula suspensa, para ensaios seco, saturado e inundação na tensão 122,80 kPa.

Os resultados indicam um comportamento similar dos materiais estudados para o comportamento indicado por Nobari e Duncan (1972), Figura 2.1. Para o colapso por inundação, independente do tipo de material, apresentou-se o colapso após a adição de água nos corpos de provas de enrocamentos de rochas areníticas, calcárias e graníticas.

Este comportamento pode estar relacionado a alguns aspectos como: redução da carga de ruptura no carregamento pontual devido à saturação das partículas, redução da resistência à compressão uniaxial da rocha devido à saturação da rocha e fragmentação das partículas causada pela expansão de argilominerais devido à adição de água.

4.4. Degradação por ciclos de umidade

As figuras 4.39 e 4.40 apresentam as variações das deformações com o tempo para os ciclos de saturação e secagem, executados em corpos de prova de pedregulho constituído de rocha arenítica com grãos angulosos em câmara suspensa, para o corpo de prova sob tensão constante igual a 30,70 e 122,80 kPa, respectivamente.

As figuras 4.41 e 4.42 apresentam as variações das deformações com o número de ciclos realizados nos ensaios de ciclagem, executados em corpos de prova de pedregulho constituído de rocha arenítica com grãos angulosos em câmara suspensa,

para o corpo de prova sob tensão constante igual a 30,70 e 122,80 kPa, respectivamente.

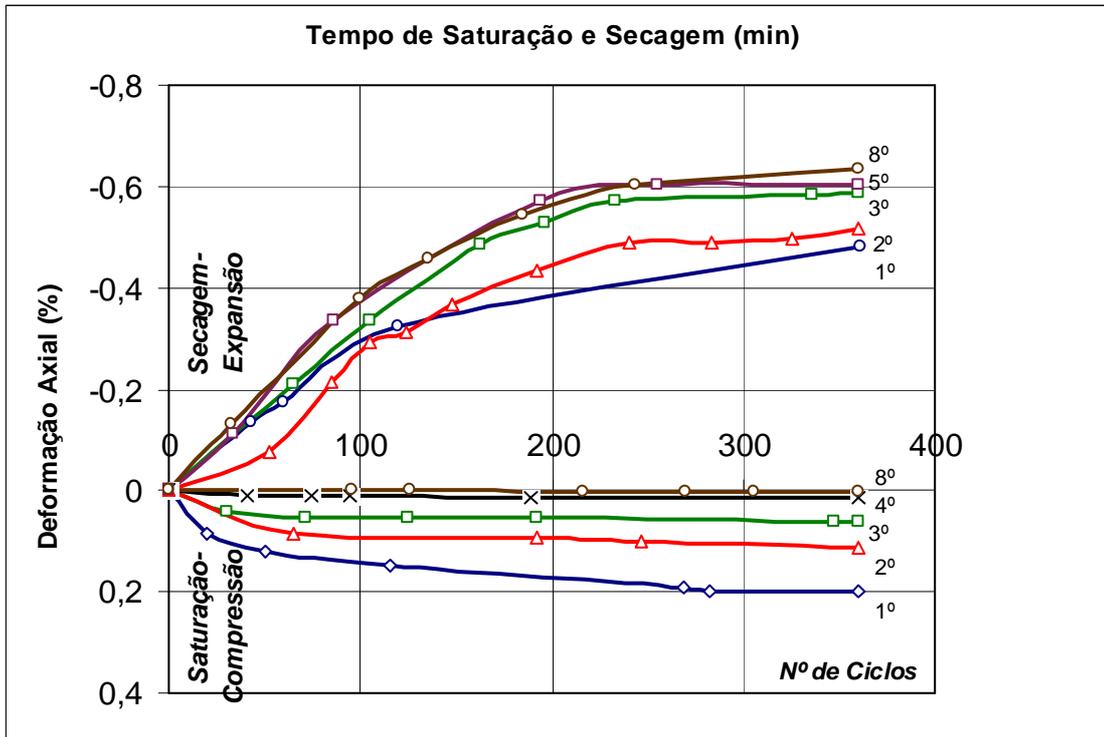


Figura 4.39 – Curvas dos ciclos de saturação e secagem para a tensão de 30,70 kPa.

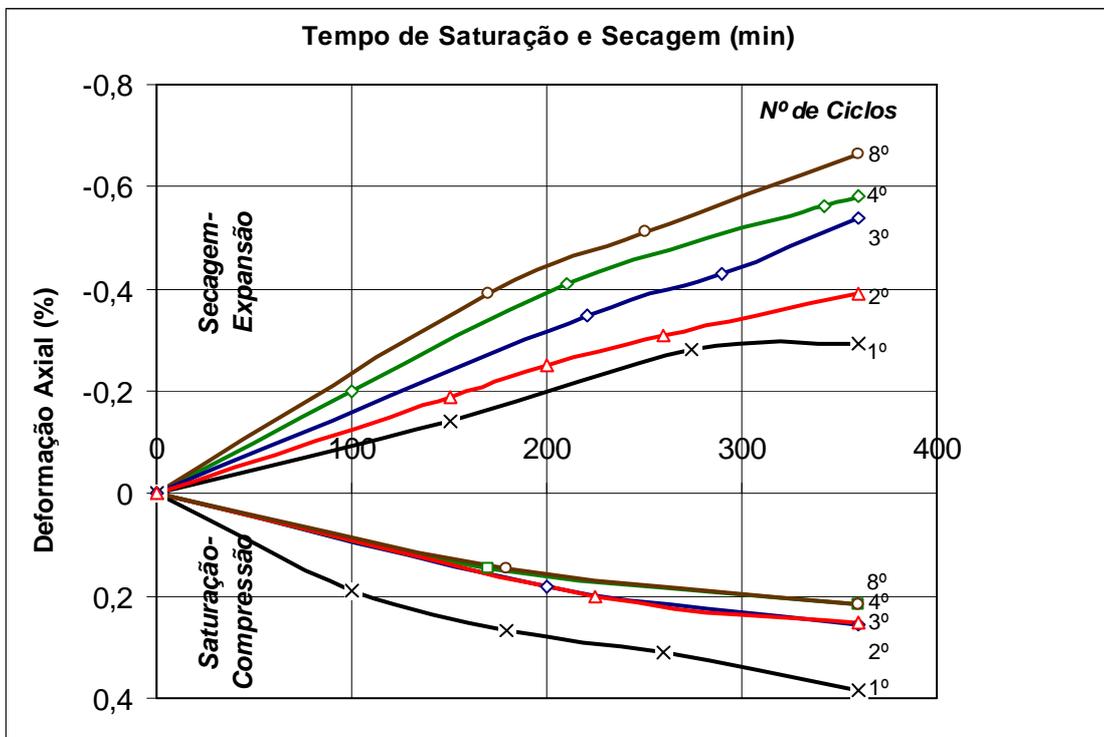


Figura 4.40 – Curvas dos ciclos de saturação e secagem para a tensão de 122,80 kPa.

Dos resultados apresentados nota-se, que, o nível de deformação observado durante a saturação se reduz com o número de ciclos. Tal comportamento é mais evidente nos ensaios realizados com o nível de tensão axial menor, 30,70 kPa.

Além disso, nota-se que o comportamento para os ciclos de saturação do material possui a mesma tendência, independente do número de ciclos.

Os resultados obtidos dos ciclos de secagem indicam que o deslocamento medido no processo de secagem é fortemente influenciado pela temperatura da câmara. Os resultados indicam que a dilatação apresentada pode ser justificada pela dilatação do pistão metálico responsável pela transmissão de carga ao corpo de prova (Figura 3.13).

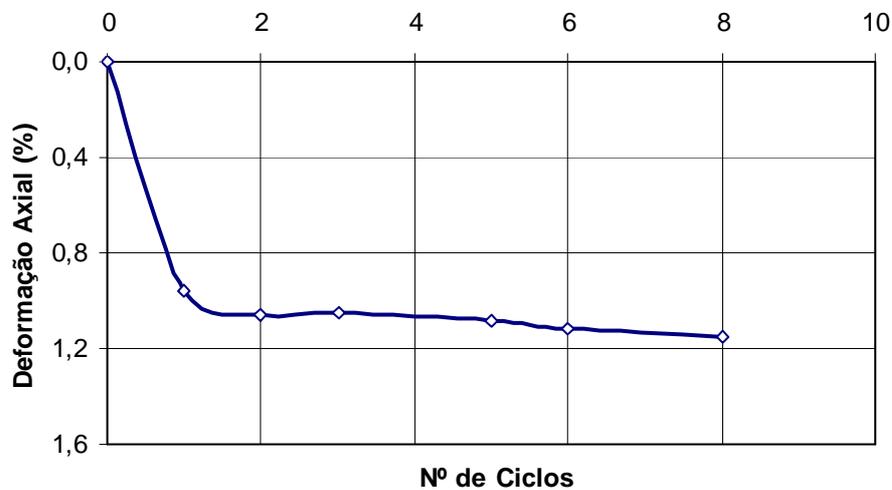


Figura 4.41 – Número de ciclos vs. deformação axial para ensaio de ciclagem na tensão de 30,70 kPa.

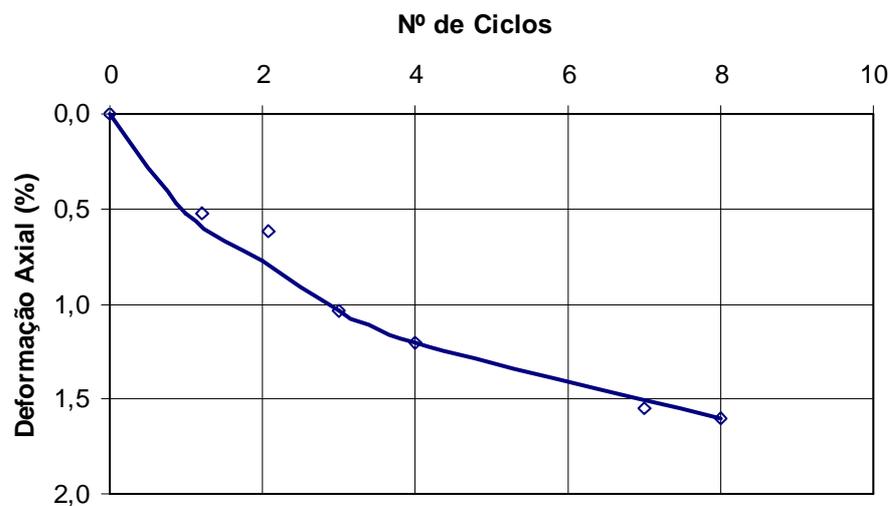


Figura 4.42 – Número de ciclos vs. deformação axial para ensaio de ciclagem na tensão de 122,80 kPa.

É relevante ressaltar que, a variação da deformação com o número de ciclos apresentado pelos resultados das figuras 4.41 e 4.42, não sofrem influência da temperatura da câmara, pois as leituras foram realizadas antes do início dos ciclos de saturação.

As figuras 4.43 e 4.44 apresentam as variações da tensão axial com a deformação axial nos ensaios de compressão confinada executados em corpos de prova de pedregulho constituído de rocha arenítica; com grãos angulosos em câmara suspensa, para o corpo de prova seco, saturado e ciclagem nas tensões iguais a 30,70 e 122,80 kPa, respectivamente.

As figuras 4.45 e 4.46 apresentam as variações do módulo M com a deformação axial nos ensaios de compressão confinada executados em corpos de prova de pedregulho constituído de rocha arenítica; com grãos angulosos em câmara suspensa, para o corpo de prova seco, saturado e ciclagem nas tensões iguais a 30,70 e 122,80 kPa, respectivamente.

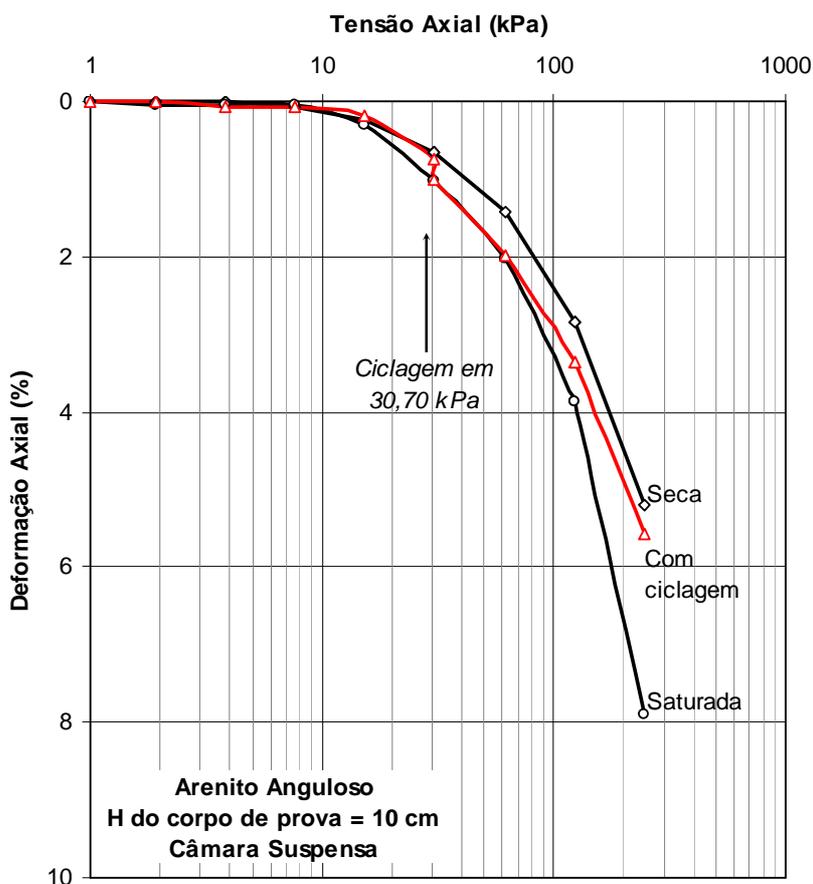


Figura 4.43 - Variação da tensão axial versus deformação axial do pedregulho de arenito anguloso, em célula suspensa para ensaios seco, saturado e ciclagem na tensão 30,70 kPa.

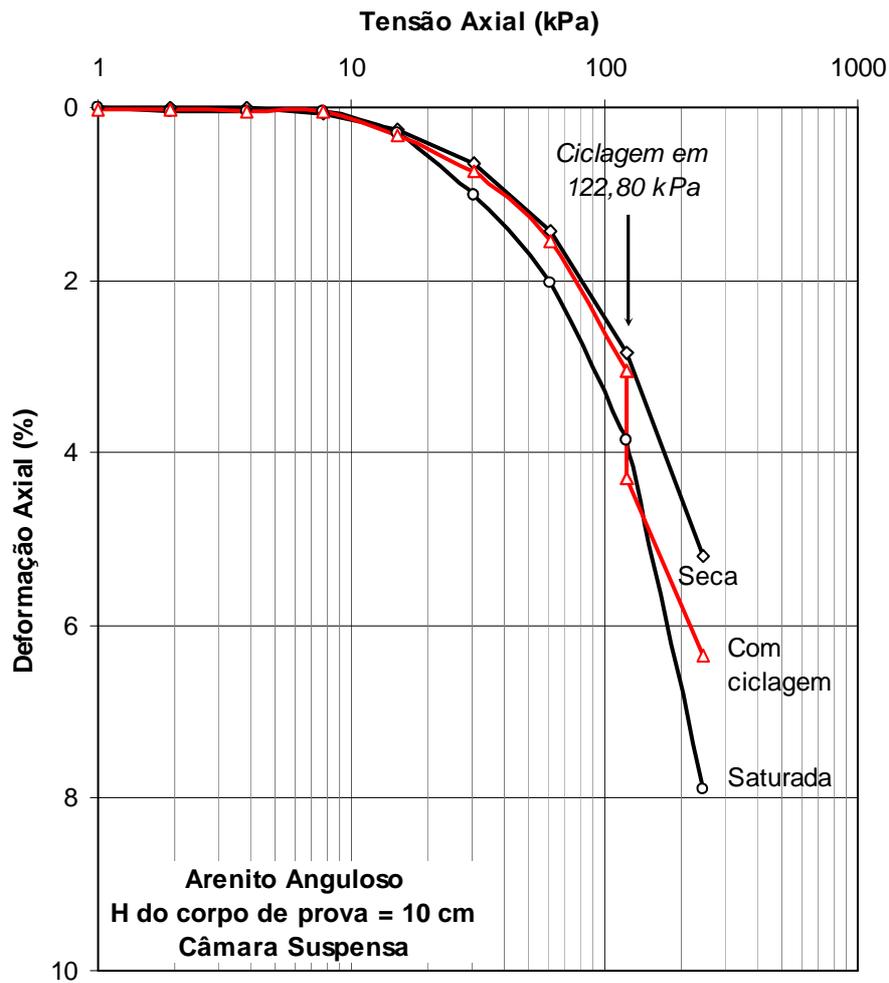


Figura 4.44 - Variação da tensão axial versus deformação axial do pedregulho de arenito anguloso, em célula suspensa para ensaios seco, saturado e ciclagem na tensão 122,80 kPa.

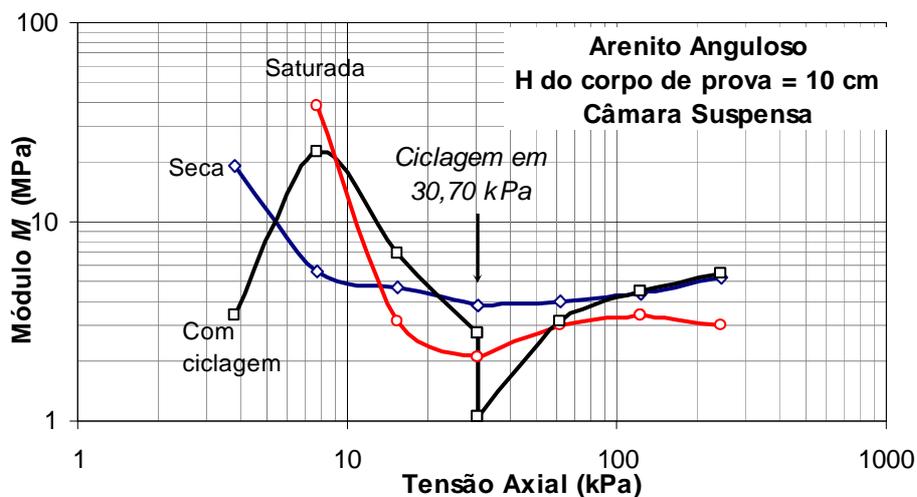


Figura 4.45 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para o Pedregulho de arenito anguloso, em célula suspensa, para ensaios seco, saturado e ciclagem na tensão 30,70 kPa.

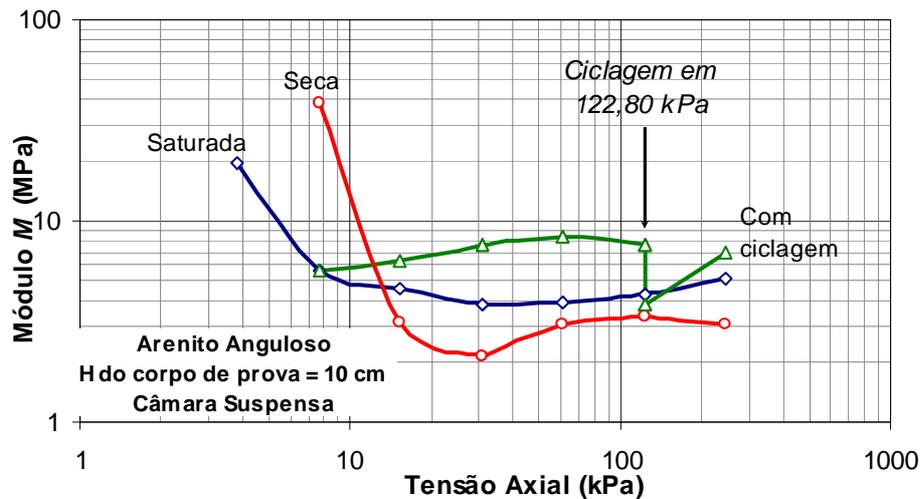


Figura 4.46 - Variação do módulo M com a tensão σ'_v para o Pedregulho de arenito anguloso, em célula suspensa, para ensaios seco, saturado e ciclagem na tensão 122,80 kPa.

Estes resultados indicam que para o pedregulho constituído de rocha arenítica com grãos angulosos ocorre um acréscimo no desenvolvimento das deformações a partir da aplicação dos ciclos de saturação e secagem. Este fato é evidenciado pelo aumento da compressibilidade do material com o aumento da altura do corpo de provas, apresentada pela redução do módulo M no enrocamento com grãos angulosos.

Outro aspecto relevante é notado que após a aplicação dos ciclos de saturação e secagem o comportamento do material tende para o enrocamento seco, ficando, inclusive, menos deformável.

A figura 4.47 apresenta um comparativo das deformações axiais nos ensaios de compressão confinada executados em corpos de prova de pedregulho constituído de rocha arenítica; com grãos angulosos em câmara suspensa, para o corpo de prova com inundação e ciclagem nas tensões iguais a 30,70 e 122,80 kPa.

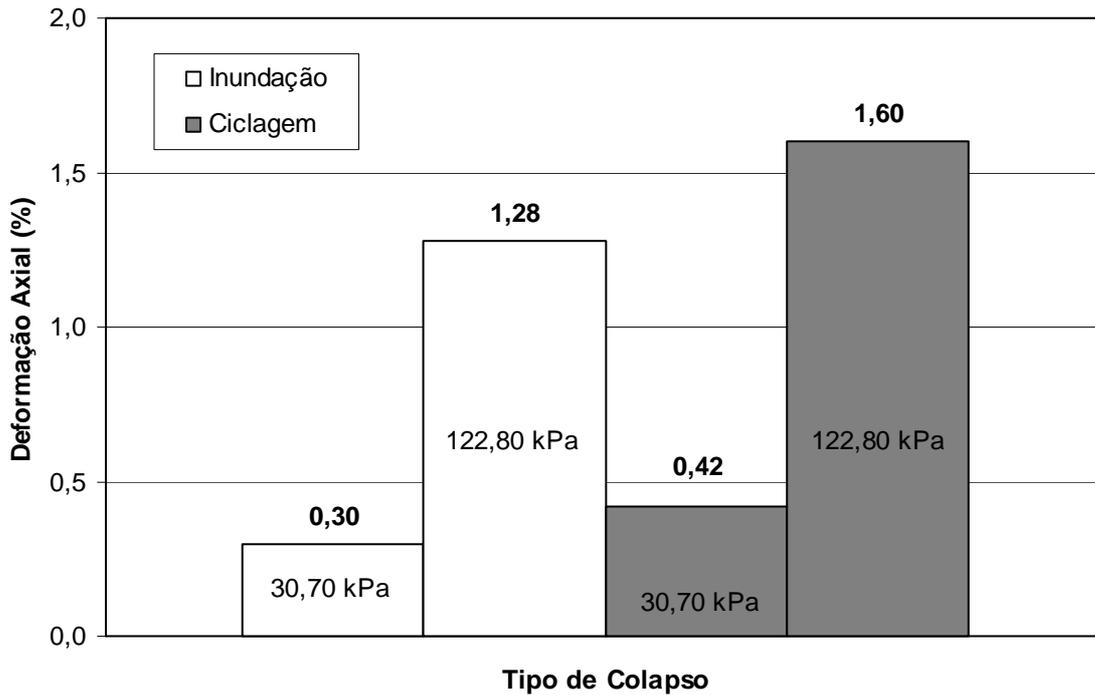


Figura 4.47 – Comparativo das deformações axiais para o pedregulho de arenito anguloso, em célula suspensa, para ensaios de inundação e ciclagem nas tensões 30,70 e 122,80 kPa.

Os resultados indicam que para os ensaios realizados com a menor tensão, 30,70 kPa, a influência nas deformações do colapso por ciclagem foi de aproximadamente 8% maior que o colapso por inundação. Já para os ensaios realizados na tensão igual a 122,80 KPa, a influência da ciclagem nas deformações foi aproximadamente 20% maior que para o ensaio com inundação na mesma tensão. Isto evidencia que a porcentagem de aumento da deformação no colapso depende do nível da tensão axial aplicada ao corpo de prova.

4.5. Considerações finais

Os resultados mostram que os ensaios realizados com materiais com grãos angulosos apresentam maiores deformações do que os realizados com grãos arredondados, fato este explicado pelo maior grau fraturamento dos grãos. Para grãos arredondados o imbricamento entre os grãos é maior que para grãos angulosos, fazendo com que haja menor fraturamento das partículas. As arestas dos materiais angulosos fazem com que para tensões superiores a 150 kPa as deformações sejam da ordem de 20 % maiores, comparados com materiais de grãos arredondados. Pode-

se verificar também, nos ensaios, a grande perda de material (pó) com grãos angulosos durante a realização dos ensaios de compressão.

Na análise dos resultados dos ensaios realizados com diferentes câmaras de compressão, nos quais se avaliou o efeito escala, percebeu-se que o aumento do diâmetro dos corpos de provas provoca o aumento da deformação vertical para o mesmo nível de tensão vertical. Nota-se também o aumento da compressibilidade do material com o diâmetro do corpo de prova. Este efeito ocorre independentemente do nível de tensão vertical, mas é mais acentuado para o material denso. Conclui-se que com o aumento do diâmetro do corpo de prova, porém mantendo-se a altura da amostra constante, ocorre o aumento das deformações.

Na avaliação dos ensaios realizados com diferentes alturas do corpo de prova e mesma câmara de compressão (12"), os resultados apresentaram um aumento das deformações com o aumento das alturas, fato este justificado pelo aumento da tensão de atrito entre o corpo de prova e as paredes da câmara de compressão. Logo, adotou-se para os ensaios de degradação altura igual a 10 cm, por apresentar uma deformação aceitável, sem que os resultados neste ensaio tivessem grande influência das tensões de atrito.

Os ensaios realizados com célula apoiada e suspensa tinham o objetivo de determinar a forma de apoio da célula de compressão que gerasse menor atrito. De acordo com os resultados obtidos, notou-se que a câmara suspensa apresentava valores de deformações menores que a câmara apoiada, ou seja, com menores tensões de atrito interferindo nas deformações. A partir desta análise, adotou-se a câmara suspensa.

Nos ensaios de inundação dos corpos de prova em tensões pré-determinadas, 30,70 e 122,80 kPa, os resultados apresentam que para pequenas tensões as deformações apresentadas por saturação dos materiais são de pequenas variações para materiais como granitos e arenitos e aumentam a sua grandeza para materiais como os calcários. Porém com o aumento das tensões (122,80 kPa), estas deformações apresentaram valores da ordem de 1% maiores.

Os resultados dos ensaios de inundação também apresentaram maiores deformações para o arenito (em torno de 8 %), do que para o calcário e o granito (em torno de 4 %).

Os resultados dos ensaios de ciclagem apresentam maiores deformações no pedregulho de arenito para o colapso no nível de tensão igual a 122,80 kPa do que para o nível de tensão igual a 30,70 kPa.

Capítulo 5 – Conclusões e Recomendações

Esta pesquisa teve como objetivo contribuir para o aprimoramento das técnicas de determinação das características mecânicas e de durabilidade dos enrocamentos. Para isto fez-se o desenvolvimento de um equipamento de grandes dimensões capaz de avaliar as características de compressibilidade durante o processo de degradação do material de enrocamento, sendo para tanto executado amplo programa experimental, visando a determinação das variações de compressibilidade dos enrocamentos durante o processo de degradação. A seguir são apresentadas as principais conclusões deste trabalho.

5.1. QUANTO AO EQUIPAMENTO DE COMPRESSÃO E DEGRADAÇÃO

A implementação de um equipamento de compressão de grandes dimensões acoplado a um sistema de degradação capaz de submeter amostras à compressão e degradação por saturação e secagem concomitantemente mostrou-se satisfatória.

Verificou-se que o enrocamento submetido à degradação no equipamento desenvolvido sofreu influência dos mecanismos de degradação.

5.2. QUANTO À METODOLOGIA UTILIZADA

A metodologia utilizada para avaliar as características de compressibilidade associadas aos processos de degradação no laboratório mostrou-se eficiente para a obtenção dos resultados dos materiais estudados.

5.3. QUANTO À AVALIAÇÃO DO NÍVEL DAS TENSÕES DE ATRITO PARA DIFERENTES CÂMARAS DE COMPRESSÃO

Os resultados mostram que não existe uma influência significativa do tipo de apoio da câmara de compressão para este enrocamento.

5.4. QUANTO À AVALIAÇÃO DO NÍVEL DAS TENSÕES DE ATRITO PARA DIFERENTES ALTURAS DO CORPO DE PROVA

A influência da altura do corpo de prova é mais significativa para tensões axiais elevadas, justificada pelo maior deslocamento relativo entre as partículas do corpo de provas e as paredes internas da câmara de compressão. Para corpos de prova de maior altura, fazem-se necessários maiores deslocamentos para mobilização de tensão axial, gerando maiores níveis de atrito entre a câmara e o corpo de provas.

Nota-se que os corpos de provas com 10 e 15 cm de altura mostraram comportamento similar com relação à variação da compressibilidade com a tensão axial. Assim a adoção do corpo de prova de altura padrão igual a 10 cm para os ensaios de avaliação do colapso mostrou-se satisfatória.

5.5. QUANTO À AVALIAÇÃO DO NÍVEL DAS TENSÕES DE ATRITO PARA DIFERENTES TIPOS DE MATERIAL

O comportamento dos materiais de pedregulho constituído de rocha calcária e grãos arredondados mostra a mesma tendência de comportamento geomecânico que o material com grãos angulosos. No entanto, observou-se um significativo aumento do módulo M no pedregulho com grãos arredondados. Este comportamento se justifica pelo aumento do imbricamento entre as partículas que é favorecido pelo aumento da área de contato entre os grãos no caso das partículas arredondadas.

No pedregulho constituído de rocha granítica com grãos angulosos ocorre um comportamento similar com relação à variação da compressibilidade com a tensão axial, quando comparado com o enrocamento constituído de rocha calcária com grãos angulosos.

Os resultados indicam que para níveis de tensões axiais inferiores a 10 kPa, as deformações não são significativas. Para tensões entre 10 e 30 kPa, as compressibilidades dos pedregulhos constituídos de rochas calcária ou granítica, com grãos angulosos, são similares.

Para tensões acima de 30 kPa nota-se que o pedregulho constituído de fragmentos de rochas de arenito é mais compressível que os enrocamentos de granito e de calcário. Esse comportamento se justifica pela menor resistência e maior grau de fraturamento entre contatos dos grãos do pedregulho de arenito em relação aos demais materiais estudados.

5.6. QUANTO À AVALIAÇÃO DA DEGRADAÇÃO POR INUNDAÇÃO

Para o colapso por inundação, independente do tipo de material, nota-se a influência do nível de tensão aplicada no desenvolvimento das deformações, após a adição de água nos corpos de provas de pedregulhos de rochas areníticas, calcárias e graníticas.

5.7. QUANTO À AVALIAÇÃO DA DEGRADAÇÃO POR CICLOS DE UMIDADE

Nota-se que após a aplicação dos ciclos de saturação e secagem o comportamento do material tendeu para o enrocamento seco, ficando, inclusive, menos compressível.

Os resultados indicam a influência do nível de tensão axial aplicada no desenvolvimento das deformações do colapso por ciclagem.

O programa experimental desenvolvido mostrou-se satisfatório para a validação do equipamento de compressão unidimensional de grandes dimensões acoplado a um sistema de degradação por ciclos de saturação e secagem e na avaliação da compressibilidade de enrocamentos devido a processos de degradação.

5.8. Recomendações

Com o enfoque desta pesquisa que objetivava o desenvolvimento de um equipamento de compressão unidimensional de grandes dimensões acoplado a um sistema automático de degradação e determinação dos parâmetros que influenciam os ensaios, algumas análises não puderam ser realizadas, as quais sugerem futuros trabalhos, dentre os quais:

- Estudos sobre os efeitos da inundação dos enrocamentos (colapso) devem ser mais explorados, incluindo neste item mais ensaios que possam caracterizar mecanicamente as partículas (resistência à compressão) que constituem o enrocamento quanto aos estado seco e úmido,
- Estudos sobre os efeitos da aplicação de ciclos de saturação e secagem dos enrocamentos (colapso) devem ser mais explorados, para uma melhor avaliação dos efeitos de degradação sofridos por estes materiais em barragens, por exemplo. Propõe-se incluir estudos que avaliem, mais detalhadamente, o comportamento do enrocamento quanto aos estado seco e úmido;
- Propõe-se uma metodologia de ensaios que avaliem a tensão a ser escolhida para a submersão do material (o melhor seria realizar ensaios para vários níveis de tensões).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1979). DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CHOQUE. Rio de Janeiro, Designação da norma: ABNT - MB 964/79.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1984). AGREGADOS: DETERMINAÇÃO DA ABRASÃO LOS ANGELES. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Designação da norma: ABNT - NBR 6465/84.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1988). Peneiras para Ensaio; Especificações. Rio de Janeiro, Designação da norma: ABNT - NBR 5734/88.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1992a). ROCHA PARA REVESTIMENTO - ANÁLISE PETROGRÁFICA. Rio de Janeiro, Designação da norma: ABNT - NBR 12768/92.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1992b). APRECIÇÃO PETROGRÁFICA DE MATERIAIS NATURAIS PARA UTILIZAÇÃO COMO AGREGADO EM CONCRETO. Rio de Janeiro, Designação da norma: ABNT - NBR 7389/92.

Anthiniac, P. (1999). MODÉLISATION HYDROPLASTIQUE DES ENROCHEMENTS DE BARRAGE EN ELEMENTSINIS. Tese de Doutorado. Universidade de Aix- Marseille II, França, 1999. 198 p.

Araruna Jr., J. T. (1991). ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS DA BARRAGEM DE SEGredo DURANTE O PERÍODO DA CONSTRUÇÃO. Dissertação de mestrado - Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ.

ASTM - American Society for Testing Materials. (1959). SPECIFIC GRAVITY AND ABSORPTION OF FINE AGGREGATE. ASTM Test Designation: C127-59.

ASTM - American Society for Testing Materials. (1963). SOUNDNESS OF AGGREGATES BY USE OF SODIUM SULPHATE OR MAGNESIUM SULPHATE. ASTM Test Designation: C 88-63.

ASTM - American Society for Testing Materials. (1971). UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH OF INTACT ROCK CORE SPECIMENS. ASTM Test Designation: D 2938.

ASTM - American Society for Testing Materials. (1981a). RESISTANCE TO DEGRADATION OF SMALL-SIZE COARSE AGGREGATE BY ABRASION AND IMPACT IN THE LOS ANGELES MACHINE. ASTM Test Designation: C 131-81.

ASTM - American Society for Testing Materials. (1981b). RESISTANCE TO DEGRADATION OF LARGE-SIZE COARSE AGGREGATE BY ABRASION AND IMPACT IN THE LOS ANGELES MACHINE. ASTM Test Designation: C 535-81.

ASTM - American Society for Testing Materials. (1987). SLAKE DURABILITY OF SHALES AND SIMILAR WEAK ROCKS. Repealed 1992. ASTM Test Designation: D 4644-87.

ASTM - American Society for Testing Materials. (1990). STANDARD GUIDE FOR PETROGRAPHIC EXAMINATION OF AGGREGATES FOR CONCRETE. ASTM Test Designation: C 295-90.

ASTM - American Society for Testing Materials. (1995). DETERMINING OF POINT LOAD STRENGTH INDEX OF ROCKS. ASTM Test Designation: D 5731-95.

Barton, N.; Kjaernsli, B. (1981). SHEAR STRENGTH OF ROCKFILL. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 107, no. GT7, Proc. Paper 16374, pp. 873-891.

Baumann, P. (1960). ROCKFILL DAMS: COGSWELL AND SAN GABRIEL DAM. Transactions, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 125, Part 2, Proc. Paper 3064, pp. 29- 57.

Becker, E.; Chen, C.; Seed, B. (1972). STRENGTH AND DEFORMATION CHARACTERISTICS OF ROCKFILL MATERIALS IN PLANE STRAIN AND TRIAXIAL COMPRESSION TESTS. Department of Civil Engineering, University of California, California.

Bon, W.; Veiga, A.; Maranha, E. (1982). ROCKFILL DEFORMATION FORECAST AND OVERFLOW ROCKFILL DAMS. 14th International Conference on Large Dams, Rio de Janeiro, Q.55, R.23, pp. 391-403.

Brewer, R. (1964). FABRIC AND MINERAL ANALYSIS OF SOILS. John Wiley & Sons, Inc. New York.

BSI - British Standards Institution. (1975). METHODS FOR SAMPLING AND TESTING OF MINERAL AGGREGATES AND FILLERS. London, Standard Designation: BS 812.

Caproni Jr., N.; Armelin, J.L. (1998). DEFORMABILIDADE DE UM ENROCAMENTO OBTIDA EM ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, pp. 705-712.

Caproni Jr., N., Armelin, J. L., Castro, C. H. (1999). DEFORMABILIDAD DE UN MATERIAL GRANULAR OBTENIDA EM ENSAYOS DE COMPRESIÓN

UNIDIMENSIONAL. XI Congreso Pan-Americano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Foz do Iguaçu, vol.1, pp. 187-192.

Carvalho, N.O.V; Maia, P.C.A (2008). DESENVOLVIMENTO DE UM SISTEMA PARA AVALIAÇÃO DA COMPRESSIBILIDADE DE ENROCAMENTOS. In: XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Búzios - RJ. CD Room.

Castro, C. H. (1996). COMPORTAMENTO DA BARRAGEM DE SERRA DA MESA DURANTE O PERÍODO DE CONSTRUÇÃO. Dissertação de mestrado - Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, setembro, pp. 1-178.

Cazzufi, D.; Fede, L.; Villa, C.; Montanelli, F.; Rimoldi, P. (1995). THE ASSESSMENT OF THE EFFECTS OF NATURAL AND LAB WEATHERING EXPOSURE OF 102 GEOSYNTHETICS. Proceedings Sardinia 95, Fourth Landfill Symposium, S. Margherita Di Pula, Cagliari, Italy, pp. 387-396.

Cea, J. C. (1998). RESISTENCIA AL CORTE DE ESCOLLERAS OBTENIDA A PARTIR DE ENSAYOS DE LABORATORIO. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales e Puertos, Madrid, pp. 1-367.

Cea, J. C.; Olalla, C. (1998). ESTUDIO DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE LA ESCOLLERA EMPLEADA EN LOS ESPALDONES DE LA PRESA DE CANALES (GRANADA). Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. Comunicación no. 1.01, pp. 61-67.

CEDEX - Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. (1991a). RESISTENCIA AL DESGASTE DE LOS ÁRIDOS POR MEDIO DE LA MÁQUINA DE LOS ANGELES. Dirección General de Carreteras. Madrid, Designación de la norma: NLT-149/91.

CEDEX - Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. (1991b). DETERMINACIÓN DE LA DURABILIDAD AL DESMORONAMIENTO DE ROCAS BLANDAS. Dirección General de Carreteras. Madrid, Designación de la norma: NLT-251/91.

CEDEX - Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. (1992). DENSIDAD RELATIVA Y ABSORCIÓN DE ÁRIDOS GRUESOS. Dirección General de Carreteras. Madrid, Designación de la norma: NLT-153/92.

CEDEX - Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. (1994). DENSIDAD APARENTE Y HUECOS EN ÁRIDOS. Dirección General de Carreteras. Madrid, Designación de la norma: NLT-156/94.

Charles, J. A.; Watts, K. S. (1980). THE INFLUENCE OF CONFINING PRESSURE ON THE SHEAR STRENGTH OF COMPACTED ROCKFILL. Géotechnique, vol. 30, no. 4, pp. 353-367.

CIRIA - Construction Industry Research and Information Association. (1991). MANUAL ON THE USE OF ROCK IN COAST AND SHORELINE ENGINEERING. CIRIA/CUR Special Publication 83, Report 154, A. A. Balkema Publishers, London. Pp. 1-607.

Comer, A. I.; Hsuan, Y. G.; Konrath, L. (1998). THE PERFORMANCE OF FLEXIBLE POLYPROPYLENE GEOMEMBRANES IN COVERED AND EXPOSED ENVIRONMENTS. Proceedings of the Sixth International Conference on Geosynthetics, Vol. 1, Atlanta, USA, pp. 359-364.

Cunha Pinto, V. (2006). ESTUDO DA DEGRADAÇÃO DE GEOTÊXTEIS TECIDOS. Dissertação de Mestrado. Laboratório de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, RJ, 133p.

Duncan, N. (1969). ENGINEERING GEOLOGY AND ROCK MECHANICS, vol.1, Leonard-Hill, London.

Elias, V.; Salman, A.; Juran, I.; Pearce, E.; Lu, S. (1999). TESTING PROTOCOLS FOR OXIDATION AND HYDROLYSIS OF GEOSYNTHETICS. Federal Highway Administration, Washington, Report No. FHWA – RD – 97 – 144, 200p.

EN - Europäische Norm. (1995). TESTS FOR GEOMETRICAL PROPERTIES OF AGGREGATES. Part 2: Determination of Particle size Distribution. Test sieves, nominal size of apertures. Bruxelles, Test Designation: EN 933-2.

EN - Europäische Norm. (1996). TESTS FOR MECHANICAL AND PHYSICAL PROPERTIES OF AGGREGATES. Part 1: Determination of the Resistance to Wear (Micro-Deval). Bruxelles, Test Designation: EN 1097-1.

EN - Europäische Norm. (1997a). TESTS FOR GEOMETRICAL PROPERTIES OF AGGREGATES. Part 1: Determination of particle Size Distribution. Sieving method. Bruxelles, Test Designation: EN 933-1.

EN - Europäische Norm. (1997b). TESTS FOR GEOMETRICAL PROPERTIES OF AGGREGATES. Part 3: Determination of Particle Shape. Flakiness index. Bruxelles, Test Designation: EN 933-3.

Farjallat, J. E. S. (1971). ESTUDOS EXPERIMENTAIS SOBRE DESAGREGAÇÃO DO BASALTO COMPACTO USADO NO ENROCAMENTO DO ATERRO DA PONTE DO RIO SUCURIÚ. 1ª Semana Paulista de Geologia Aplicada, São Paulo, v.3, tema 3, Instituto de Pesquisas Tecnológicas. Publicação 902, 9p.

Farjallat, J. E. S.; De Barros, F. P.; Yoshida, R.; De Oliveira, J. A. N. (1972). ALGUNS PROBLEMAS DE DESAGREGAÇÃO DOS BASALTOS DA BARRAGEM DE CAPIVARA, Rio Paranapanema. 4ª Semana Paulista de Geologia Aplicada, ABGE, São Paulo, vol. II A, pp. 73-102.

Farran, J.; Thénoz, B. (1965). L'ALTERABILITÉ DES ROCHES, SES FACTEURS AS PRÉVISION. Annales de L'Inst. Tech. Du Batim. et des Trav. Publ., Paris, no 215, pp.1534-1548.

Fayoux, D.; Gousse, F.; Rummens, F. (1993). ASSESSMENT ON A PVC GEOMEMBRANE IN A LANDIFILL AFTER TEM YEARS. Proceedings Sardinia 93, pp. 369-378.

Frahia Neto, S. H. (1996). ESTUDO DO COMPORTAMENTO DA BARRAGEM DE XINGÓ OBJETIVANDO UMA CONTRIBUIÇÃO À VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL DE MODELOS TEÓRICOS DE ANÁLISE. Tese de doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro - RJ, julho, pp. 1-283.

Frazão, E. B. (1993). METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DA ALTERABILIDADE DE ROCHAS A PARTIR DE ESTUDO EXPERIMENTAL EM AMOSTRAS DE BASALTO DA UHE DE TRÊS IRMÃOS - ESTADO DE SÃO PAULO. Tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, pp. 1-175.

Frazão, E. B.; Caruso, L. G. (1983). SÍNTESE DO CONHECIMENTO SOBRE ALTERABILIDADE DE ROCHAS BASÁLTICAS COMO MATERIAL DE CONSTRUÇÃO EM ALGUMAS BARRAGENS DA BACIA DO ALTO PARANÁ. Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná vol. II A, São Paulo - SP, pp. 21-33.

FURNAS. (1997). MEMÓRIA TÉCNICA DA BARRAGEM DE MANSO. Relatório interno. Cuiabá, MT.

FURNAS. (1999a). ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL. Goiânia, Designação do Procedimento: FURNAS 4.08.06.

FURNAS. (1999b). MICROSCÓPIO ELETRÔNICO DE VARREDURA - OPERAÇÃO. Goiânia, Designação do Procedimento: FURNAS 4.15.08.

FURNAS. (2000). DIFRATOMETRIA DE RAIOS-X - ANÁLISE. Goiânia, Designação do Procedimento: FURNAS 4.15.1.

Fumagalli, E (1969). TEST ON COHESIONLESS MATERIALS FOR ROCKFILL DAMS. ASCE, Journal of the soil mechanics and foundation division, SM1, January. p. 313-330.

Good, R. J. (1976). KANGAROO CREEK DAM. USE OF A WEAK SCHIST AS ROCKFILL FOR A CONCRETE FACED ROCKFILL DAM. 12th International Conference on Large Dams , Mexico, Q.44, R.33 (citado em Cea 1998).

Goodman, R. E. (1989). INTRODUCTION TO ROCK MECHANICS. John Wiley & Sons, second edition, New York.

Holtz, W.; Gibbs (1956). TRIAXIAL SHEAR TESTS ON PREVIOUS GRAVELLY SOILS. Proc. A.S.C.E., Journal of the soil mechanic an foundation division., sm 1, January. p. 313-330.

Horn, H. M.; Deere, D. U. (1962). FRICTIONAL CHARACTERISTICS OF MINERALS. GEOTECHNIQUE, vol.12, no. 4, pp. 319-335.

Hsuan, Y. G.; Guan, Z. (1998). ANTIOXIDANT DEPLETION DURING THERMAL OXIDATION OF HIGH DENSITY POLYETHYLENE GEOMEMBRANES. Proceedings of the Sixth International Conference on Geosynthetics, Vol. 1, Atlanta, March. Industrial Fabric Association International, St Paul, N, USA, pp. 375-380.

Hypolito, R.; Valarelli, J. V. (1972). ALTERAÇÃO EXPERIMENTAL DE DIABÁSIOS. 4ª Semana Paulista de Geologia Aplicada, São Paulo, pp. 103-122.

ISRM - International Society for Rock Mechanics. (1981). ROCK CHARACTERIZATION TESTING AND MONITORING - ISRM SUGGESTED METHODS. Ed. E.T. Brow, Pergamon Press, Oxford, pp.1-212.

ISRM - International Society for Rock Mechanics. (1985). SUGGESTED METHOD FOR DETERMINING POINT LOAD STRENGTH. Int. J. Rock Mech. Min. Sic. & Geotech. Abstr., vol. 22, no. 2, pp. 51-60.

Kjaernsli, B; Sande, A. (1963). COMPRESSIBILITY OF SOME COARSE GRAINED MATERIAL. Norwegian Geotechnical Institute, Publication no. 66 (citado em Cea 1998).

Kjaernsli, B.; Tornblaa, I. (1966). THE VENEMO ASPHALT FACED ROCKFILL DAM. Norwegian Geotechnical Institute Publication, no. 69 (citado em Narvaez, 1980).

Koerner, G. R.; Hsuan, G. Y.; Koerner, R. M. (1998). PHOTO-INITIATED DEGRADATION OF GEOTEXTILES. Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 124 (12), pp. 1159-1166.

Koppe, J. C.; Zingano, A. C.; Costa, J. F. C. L. (2005). ALTERABILIDADE DE ROCHAS ORNAMENTAIS, A IMPORTÂNCIA DAS PROPRIEDADES TECNOLÓGICAS NA SELEÇÃO DE REVESTIMENTOS EXTERNOS. I Congresso Internacional de Rochas Ornamentais, Guarapari-ES, 5 p.

Lama, R. D.; Vutukuri, X. S. (1978). HANDBOOK OF MECHANICAL PROPERTIES OF ROCK. vol. IV, Trans. Tech. Publications, Clausthal, Germany.

Leinz, V.; Mendez, J.C. (1963). VOCABULÁRIO GEOLÓGICO. Editora Nacional, 3ª edição, Rio de Janeiro, RJ, pp. 1-198.

Leslie, D. (1969). RELATIONSHIPS BETWEEN SHEAR STRENGTH, GRADATION AND INDEX PROPERTIES OF ROCKFILL MATERIALS. Specialty session no. 13, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, pp. 201-210.

Lima, M. A. B.; Nogueira Neto, J. A.; Artur, A. C. (2005). SIMULAÇÕES DA ALTERABILIDADE DE GRANITOS EM ÁREAS LITORÂNEAS. I Congresso Internacional de Rochas Ornamentais, Guarapari-ES, 8 p.

Lodi, P. C.; Bueno, B.S. (2004). DEGRADAÇÃO TÉRMICA DE GEOMEMBRANAS DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDADE (PEAD) E DE POLI (CLORETO DO VINILA) (PVC). GEO-JOVEM 2004 – 1º Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos, São Carlos-SP, ABMS, 5 p.

Lopes, M.C.O. (2000). DISPOSIÇÃO HIDRÁLICA DE REJEITOS ARENOSOS E INFLUÊNCIA NOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA. Dissertação de Mestrado, Publicação GDM-068A/2000, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília DF, 157 p.

Lowe, J. (1964). SHEAR STRENGTH OF COARSE EMBANKMENT DAM MATERIALS. 8th International Conference on Large Dams, Edimburgo, pp.745-761.

Maia, P.C.A. (2001). AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO E DE ALTERABILIDADE DE ENROCAMENTOS. Tese de doutorado - Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, maio, pp. 1-272.

Maia, P.C.A.; Sayão, A. S. F. J.; Nunes, A. L. L. S; Antunes, F. S. (2002). ALTERABILIDADE DE ROCHAS BASÁLTICAS - CARACTERIZAÇÃO PETROGRÁFICA. Solos e Rochas, ABMS/ABGE, vol.25, no. 3, pp. 207-220.

Maia, P.C.A.; Sayão, A. S. F. J.; Nunes, A. L. L. S (2003). ALTERABILIDADE DE ROCHA BASÁLTICA - CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA. Solos e Rochas, ABMS/ABGE, vol.26, no. 3, pp. 205-215.

Maia, P.C.A.; Pinheiro, A. D.; Alexandre, J. (2003a) ESTUDO DA ALTERAÇÃO DE CERÂMICAS VERMELHAS PELA EXPOSIÇÃO AOS RAIOS SOLARES E VARIAÇÕES DE UMIDADE. 47º Congresso Brasileiro de Cerâmica, João Pessoa-PB, 9 p.

Maia, P.C.A.; Alexandre, J.; Ramos, B. M. G. (2003b) AVALIAÇÃO DO DESGASTE PARA PREVISÃO DA DURABILIDADE DE CERÂMICAS VERMELHAS. 47º Congresso Brasileiro de Cerâmica, João Pessoa-PB, 10 p.

Maranha das Neves, E. (2002). ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE A MECÂNICA DOS ENROCAMENTOS. Solos e Rochas, v. 25, n. 3, p. 161-203.

Marachi, D.; Chan, C.; Seed, B. (1972). EVALUATION OF PROPERTIES OF ROCKFILL MATERIALS. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 98, no. SM1, Proc. Paper 8672, January, pp. 95-114.

Marsal, R.J.; Ramirez, L. (1967). PERFORMANCE OF EL INFIERNILLO DAM, 1963-66, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, no. SM4, pp. 265-298.

Marsal, R. J. (1969). PARTICLE BREAKAGE IN COARSE GRANULAR SAIL. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Specialty Session no. 13, Mexico, pp. 155-165.

Marsal, R. J. (1972). RESISTENCIA Y COMPRESIBILIDAD DE ENROCAMIENTOS Y GRAVAS. Universidad Nacional Autónoma de México, Publicación 306.

Marsal, R.J (1973). MECHANICAL PROPERTIES OF ROCKFILL. Embankment-Dam Engineering. Casagrande Volume.

Marsal, R.J. (1973a). MECHANICAL PROPERTIES OF ROCKFILL. Embankment-Dam Engineering, Casagrande Volume, John Wiley & Sons Pub., pp. 109-200.

Marsal, R.J; Nunez, D.R (1975). PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO. México: Ed. Limusa.

Marsal, R. J. (1977). Strain COMPUTATION IN EARTH-ROCKFILL DAMS. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Specialty Session no. 8, Tokyo, pp.1-2.

Matheus, E. (2002). EFEITOS DO ENVELHECIMENTO ACELERADO E DO DANO MECÂNICO INDUZIDO NO DESEMPENHO E DURABILIDADE DE ALGUNS GEOSSINTÉTICOS. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 323p.

Matos, L. F. S.; Rocha, J. C. (2005). CARACTERIZAÇÃO DA ALTERABILIDADE DO MÁRMORE CAMBORIÚ-SC. I Congresso Internacional de Rochas Ornamentais, Guarapari-ES, 5 p.

Minette, E. (1982). QUANTIFICAÇÃO GEOMECÂNICA E DE ALTERABILIDADE DE UM DIORITO. Dissertação de mestrado, Departamento de Eng. Civil da PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, pp. 1-262.

Mitchell, J. K. (1976). FUNDAMENTAL OF SOIL BEHAVIOR. John Wiley & Sons, Inc. New York, pp. 1-422.

Montanelli, F.; Rimoldi, P. (1995). THERMO-OXIDATION RESISTANCE OF POLYOLEFIN GEOGRIDS. Geosynthetics '95 Conference Proceedings, Nashville, Tennessee, USA, pp. 1003-1016.

Nobari, E. Duncan, J (1972). EFFECT ON RESERVOIR FILLING ON STRESS AND MOVEMENTS IN EARTH AND ROCKFILL DAMS. Department of civil engineering. University of California.

Pacheco, D. (2005). COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL EM ENROCAMENTO DE BASALTO: DESENVOLVIMENTO DO EQUIPAMENTO E REALIZAÇÃO DE ENSAIOS. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, SC, novembro, pp. 1-206.

Penman, A. D. (1971). ROCKFILL. BUILDING RESEARCH STATION, Department of the Environment, Current paper 15/71, pp. 1-10 (citado em Cea 1998).

Penman, A. D.; Charles, J. A. (1976). THE QUALITY AND SUITABILITY OF ROCKFILL USED IN DAM CONSTRUCTION. Douzieme Congrees on Large Dams, pp-533-556.

Pinheiro, A. D.; Maia, P.C.A. (2004). AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE DE MATERIAIS CERÂMICOS VERMELHOS. I Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos, São Carlos-SP, ABMS, 6p.

Rodrigues, J. D. (1975). ALTERABILIDADE DE ROCHAS EM PROBLEMAS DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA. Aplicação a Casos Portugueses. Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC, Dissertação apresentada para obtenção do grau de especialista, Lisboa.

Rosi, M. W. (1983). FOZ DO AREIA: RETROANÁLISE PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS. Dissertação de mestrado - Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ.

Saboya JR., F. (1993). ANÁLISE DE BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO DURANTE O PERÍODO DE CONSTRUÇÃO E ENCHIMENTO. Tese de doutorado - Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, junho, pp. 1-283.

Salles, R. O.; Maia, P. C. A. (2004). AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DA ALTERABILIDADE DE ROCHAS ORNAMENTAIS DO NORTE DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO. I Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos, São Carlos-SP, ABMS, 6p.

Salles, R.O. (2006). DURABILIDADE DE GEOSSINTÉTICOS EM EQUIPAMENTOS DE DEGRADAÇÃO EM LABORATÓRIO. Dissertação de Mestrado da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro - UENF, Campos dos Goytacazes - RJ, pp. 1-106.

Santiago, L. O. R.; Marques, E. A. G.; Botelho, B. S.; Rodrigues, W.; Costa, T. A. V. (2004). CORRELAÇÕES ENTRE O GRAU DE ALTERAÇÃO, A ALTERABILIDADE E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO, PARA UM FILITO SERICÍTICO. I Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos, São Carlos-SP, ABMS, 6p.

Sayão, S. F. J. A.; Castro, C. H. (1998). Previsão do Comportamento da Barragem de Serra da Mesa Durante a Construção. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília, vol. 1, pp. 423-430 .

Shoa, E. D.; Mase, G. E. (1966). EFFECTS OF CONFINING PRESSURE ON POLYCRYSTALLINE ROCK BEHAVIOR ANALYZED BY RHEOLOGICAL THEORY. 1st International Congress of the ISRM, Lisboa, ISRM, vol.1, pp. 733-747.

Sowers, G.; Williams, R.; Wallace, T. (1965). COMPRESSIBILITY OF BROKEN ROCK END THE SETTLEMENT OF ROCKFILL. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 2, Montreal, pp. 561-565.

Thiers, G. R.; Donovan, T. D. (1981). Field DENSITY, GRADATION, AND TRIAXIAL TESTING OF LARGE-SIZE ROCKFILL FOR LITTLE BLUE RUN DAM. Laboratory Shear Strength of Soil, ASTM STP 740, pp. 315-328.

Tombs, S. G. (1969). STRENGTH AND DEFORMATIONS CHARACTERISTICS OF ROCKFILL. PH.D. Tesis, University of London.

Valinho, R. F.; Pinto, V. C.; Maia, P. C. A.; Ferreira V. A. S. (2004). AVALIAÇÃO QUALITATIVA DE DIFERENTES TIPOS DE GEOSSINTÉTICOS. GEO-JOVEM 2004 – 1º Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos, São Carlos-SP, ABMS, 6 p.

Vallerga, B.; Seed, B.; Monismith, C.; Cooper, R. (1957). EFFECT OF SHAPE SIZE AND SURFACE ROUGHNESS OF AGGREGATE PARTICLES ON THE STRENGTH OF GRANULAR MATERIALS. Special Technical Publication no. 212, ASTM.

Veiga Pinto, A. A. (1979). CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DE ENROCAMENTOS. Geotecnia, no. 27, Lisboa, pp. 3-41.

Veiga Pinto, A. A. (1982). MODELAÇÃO DE ENROCAMENTOS. Dissertação de Mestrado da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, pp. 1-76.

Veiga Pinto, A.A. (1983). PREVISÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BARRAGENS DE ENROCAMENTO. Tese apresentada para obtenção do grau de especialista do Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Portugal - LNEC, Lisboa, pp. 1-157.

Vink, P.; Fontijn, H. F. N. (2000). TESTING THE RESISTANCE TO OXIDATION OF POLYPROPYLENE GEOTEXTILES AT ENHANCED OXYGEN PRESSURES. Geotextiles and Geomembranes, vol. 18, p. 333-343.

Zeller, J.; Wullimann, R. (1957). THE SHEAR STRENGTH OF THE SHELL MATERIALS FOR THE GÖSCHENENALP DAM - SWITZERLAND. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.2, pp.399-415.

Anexo I – Ensaios na Areia

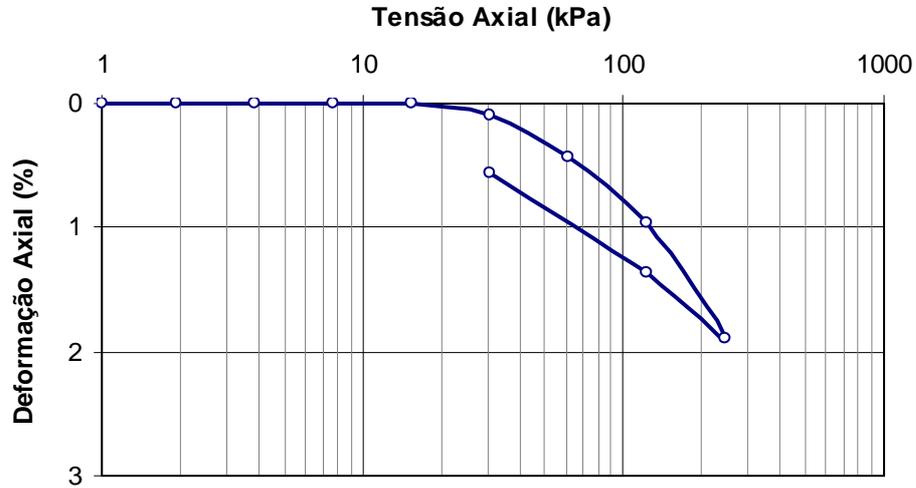


Figura I.1 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial da areia, em célula apoiada com altura do corpo de prova igual a 2 cm.

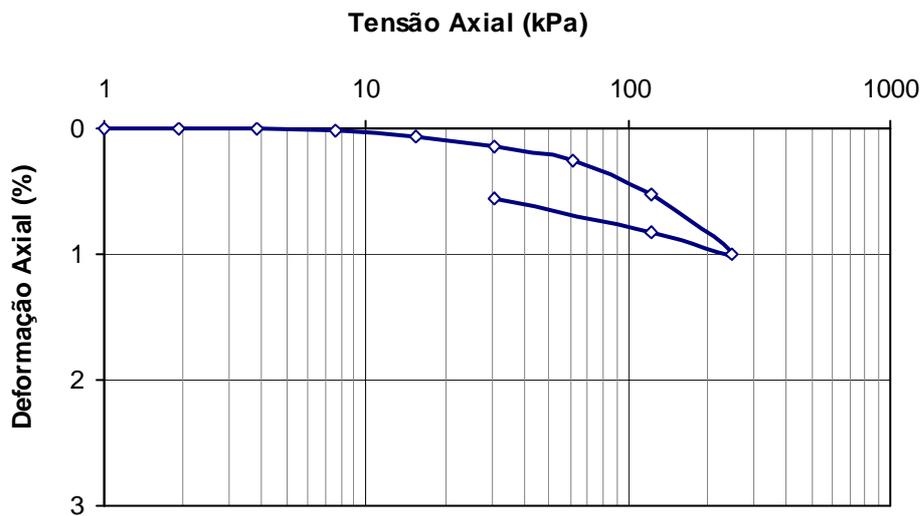


Figura I.2 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial da areia, em célula apoiada com altura do corpo de prova igual a 5 cm.

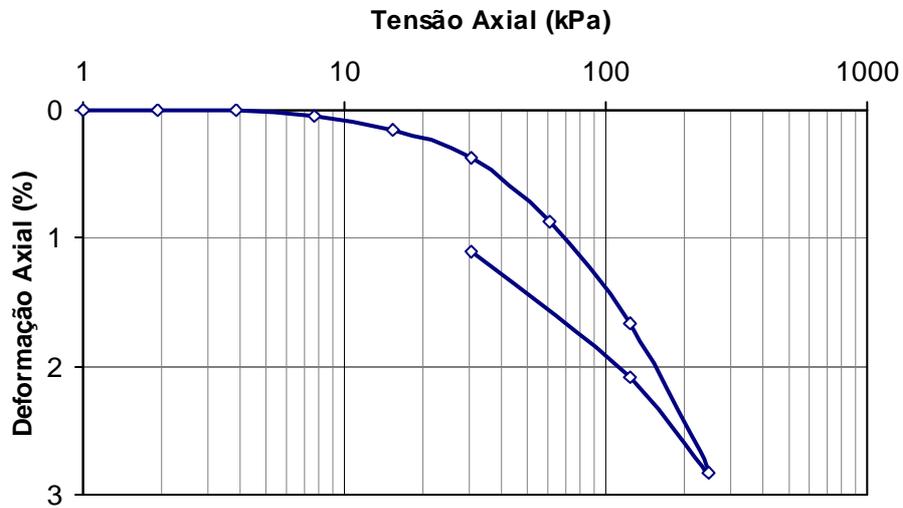


Figura I.3 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial da areia, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 5 cm.

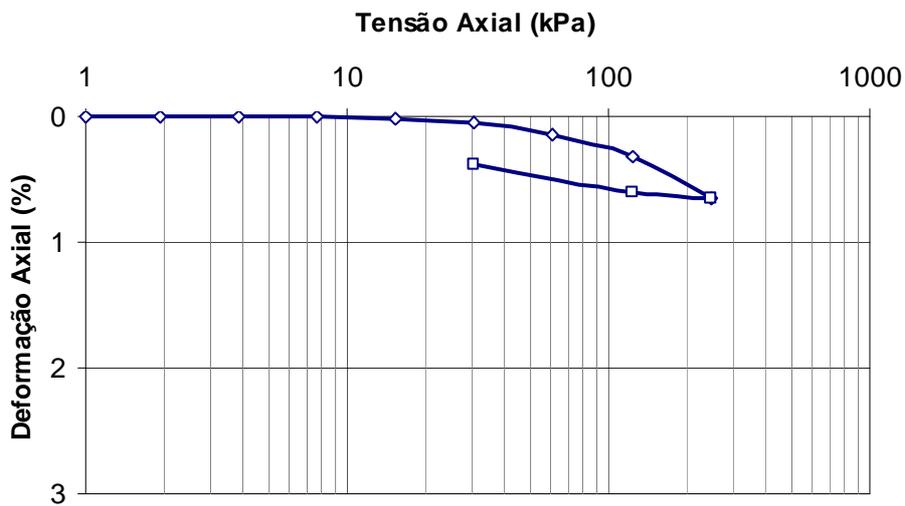


Figura I.4 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial da areia, em célula apoiada com altura do corpo de prova igual a 10 cm.

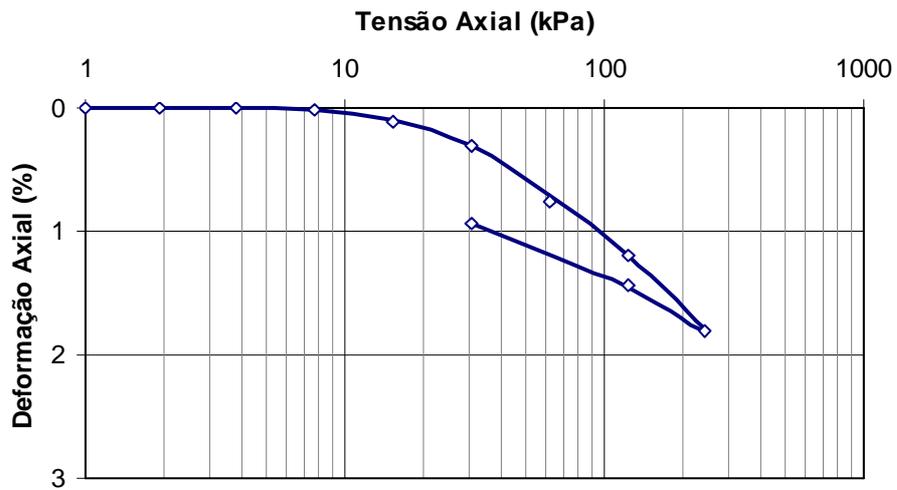


Figura I.5 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial da areia, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 10 cm.

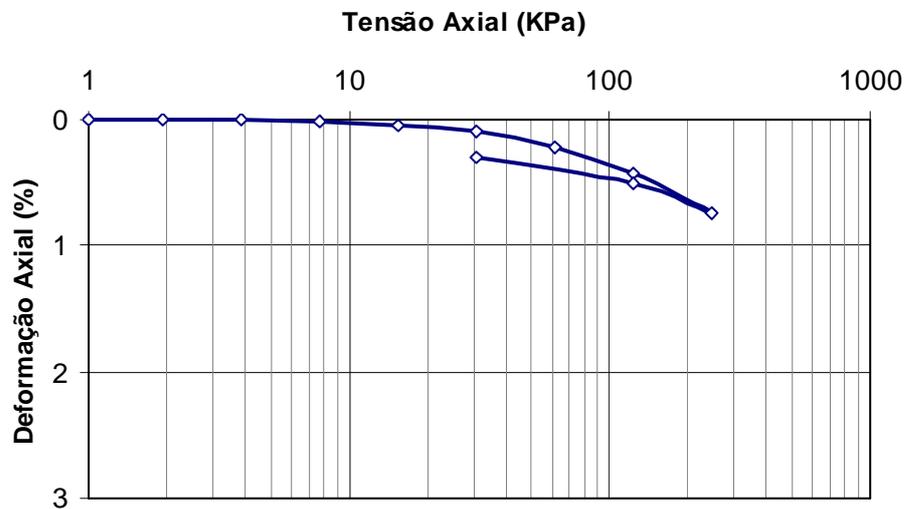


Figura I.6 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial da areia, em célula apoiada com altura do corpo de prova igual a 15 cm.

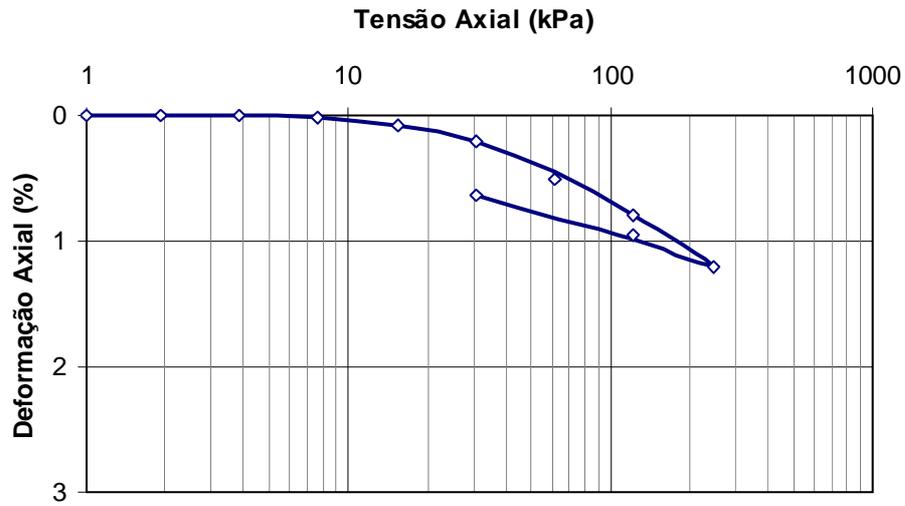


Figura I.7 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial da areia, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 15 cm.

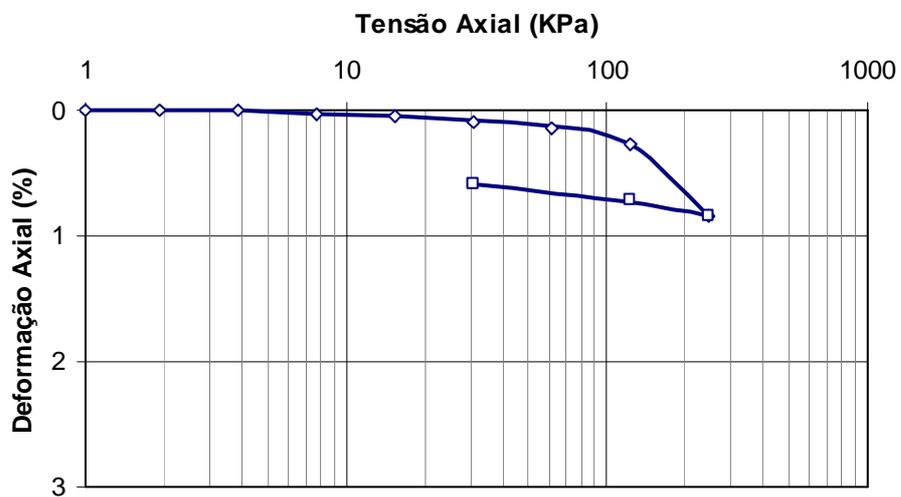


Figura I.8 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial da areia, em célula apoiada com altura do corpo de prova igual a 20 cm.

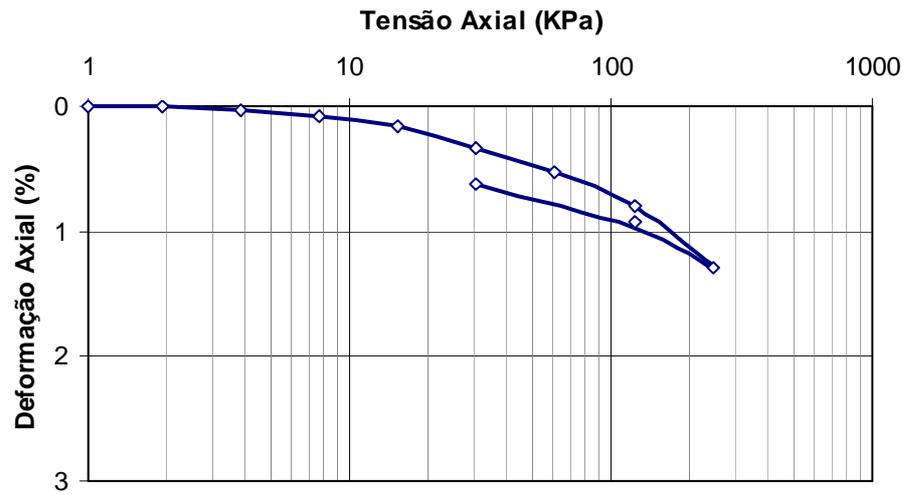


Figura I.9 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial da areia, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 20 cm.

Anexo II – Ensaio no Pedregulho de Calcário

II.1. Calcário Arredondado

II.1.1. Calcário Arredondado Seco

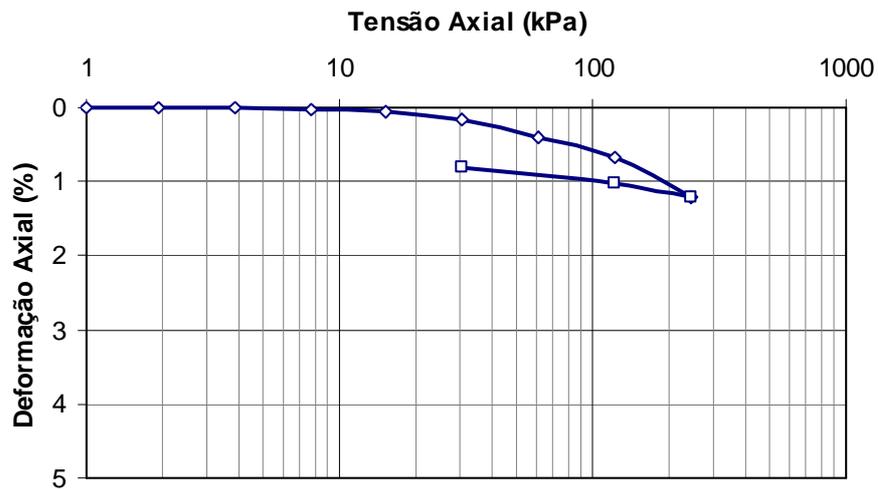


Figura II.1 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário arredondado, em célula apoiada com altura do corpo de prova igual a 5 cm.

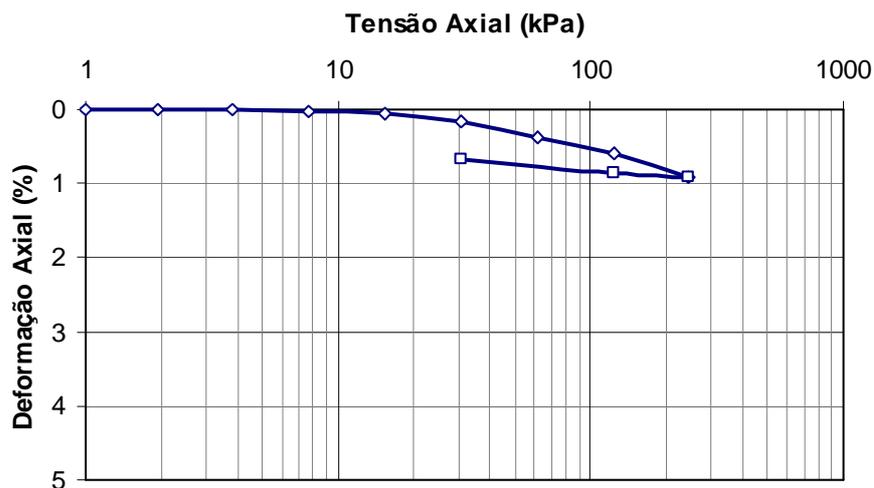


Figura II.2 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário arredondado, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 5 cm.

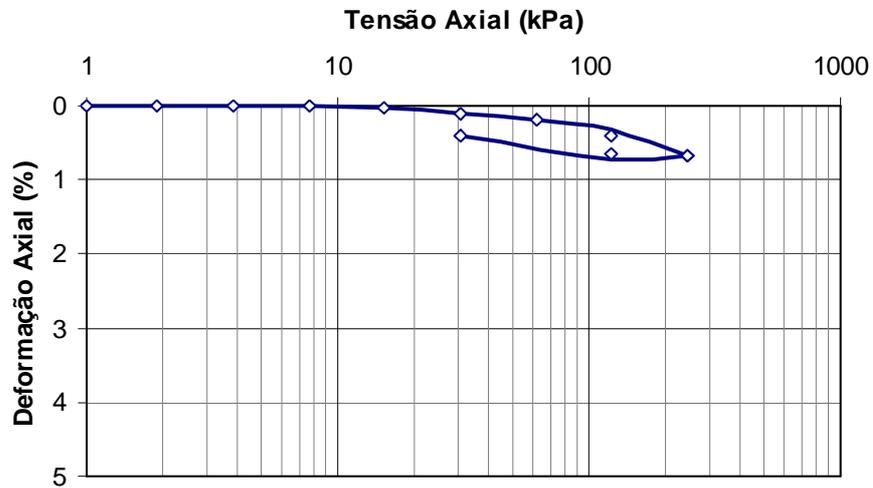


Figura II.3 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário arredondado, em célula apoiada com altura do corpo de prova igual a 10 cm.

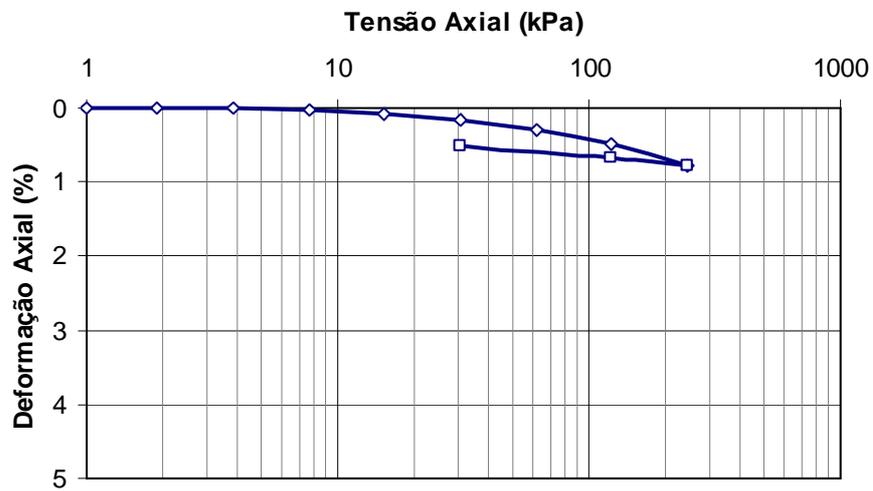


Figura II.4 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário arredondado, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 10 cm.

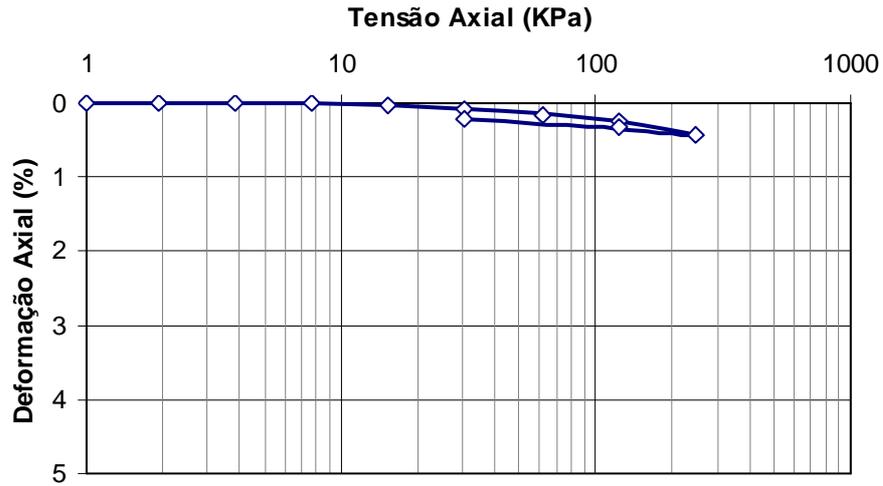


Figura II.5 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário arredondado, em célula apoiada com altura do corpo de prova igual a 15 cm.

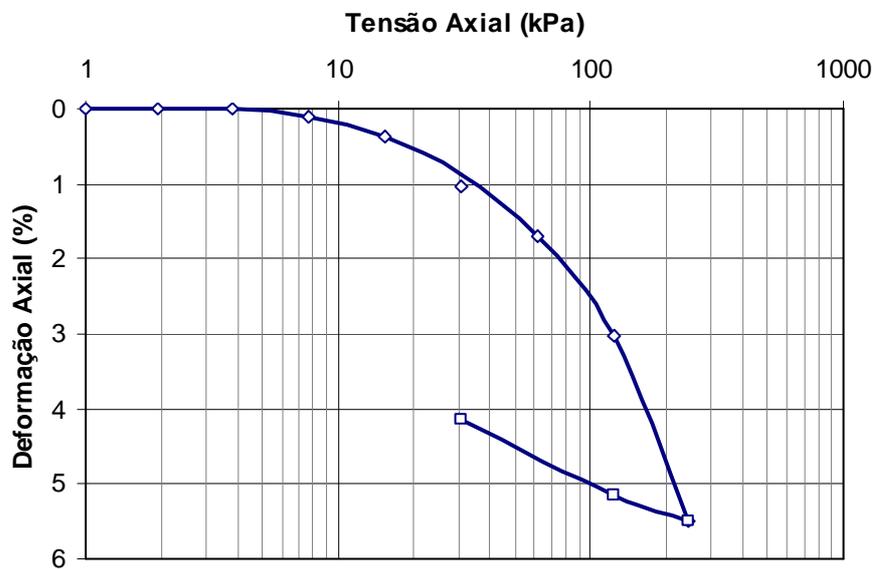


Figura II.6 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário arredondado, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 15 cm.

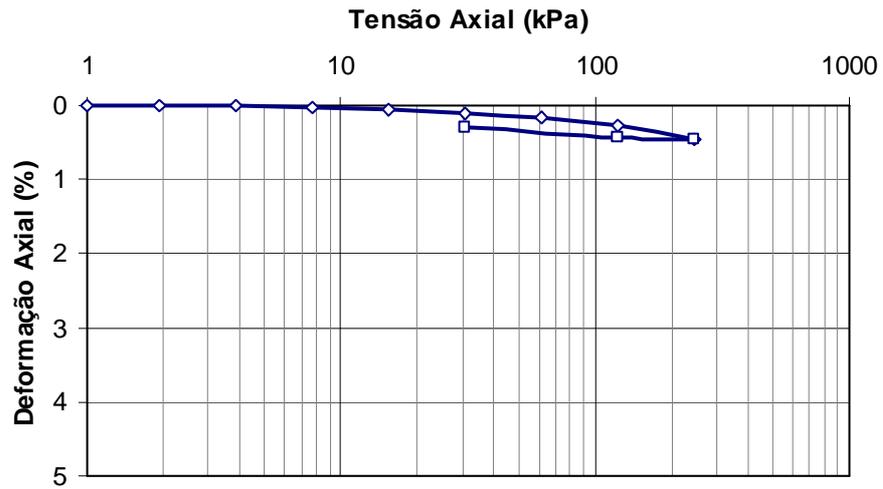


Figura II.7 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário arredondado, em célula apoiada com altura do corpo de prova igual a 20 cm.

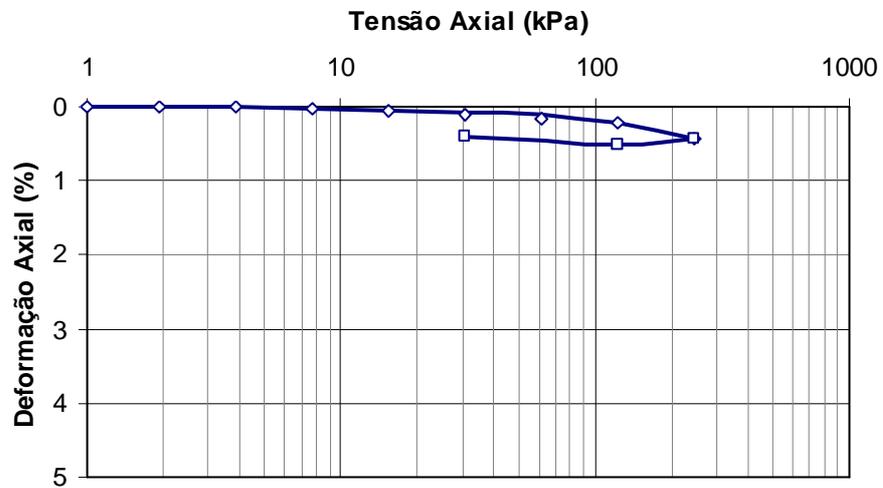


Figura II.8 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário arredondado, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 20 cm.

II.2. Calcário Angularo

II.2.1. Calcário Angularo Seco

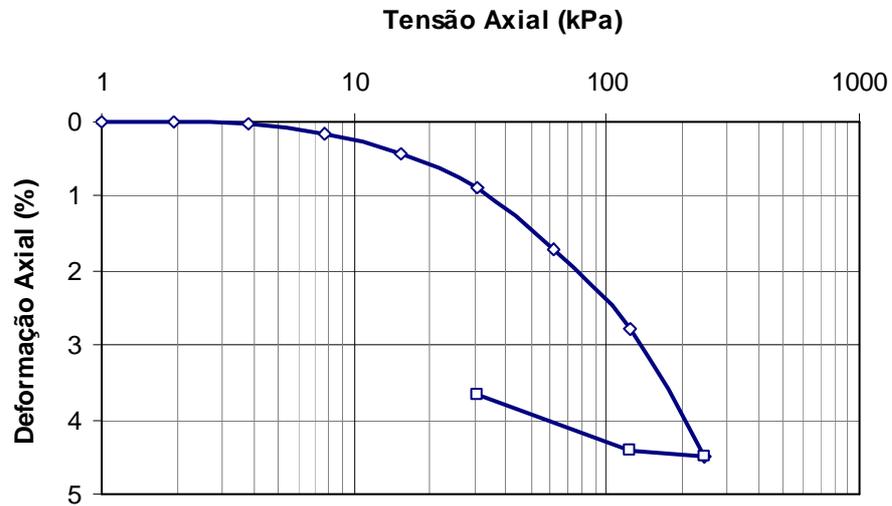


Figura II.9 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário angularo, em célula apoiada com altura do corpo de prova igual a 5 cm.

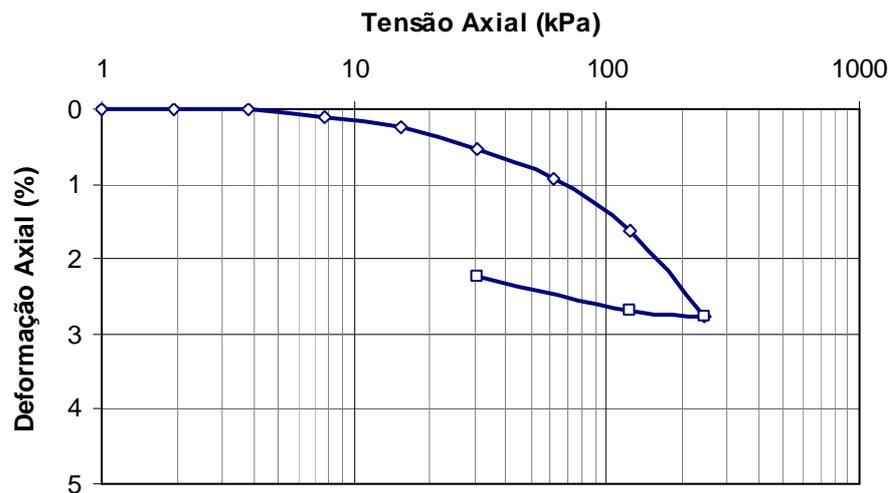


Figura II.10 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário angularo, em célula apoiada com altura do corpo de prova igual a 10 cm.

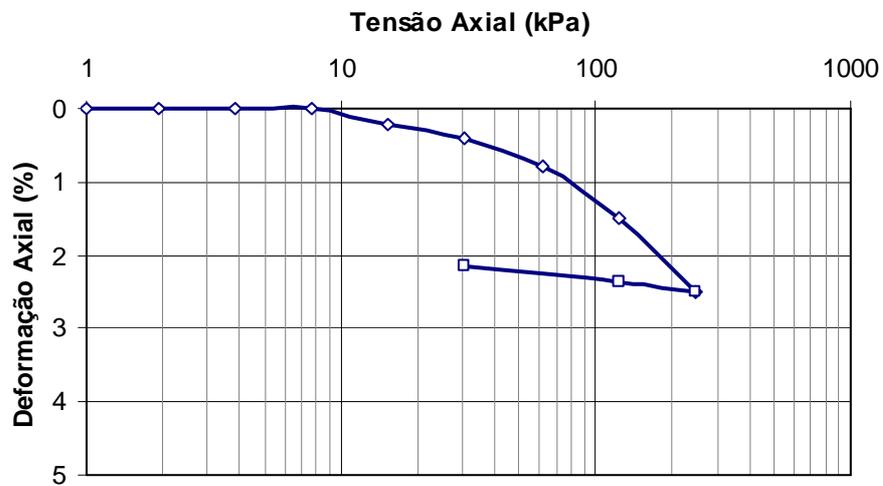


Figura II.11 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário anguloso, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 10 cm.

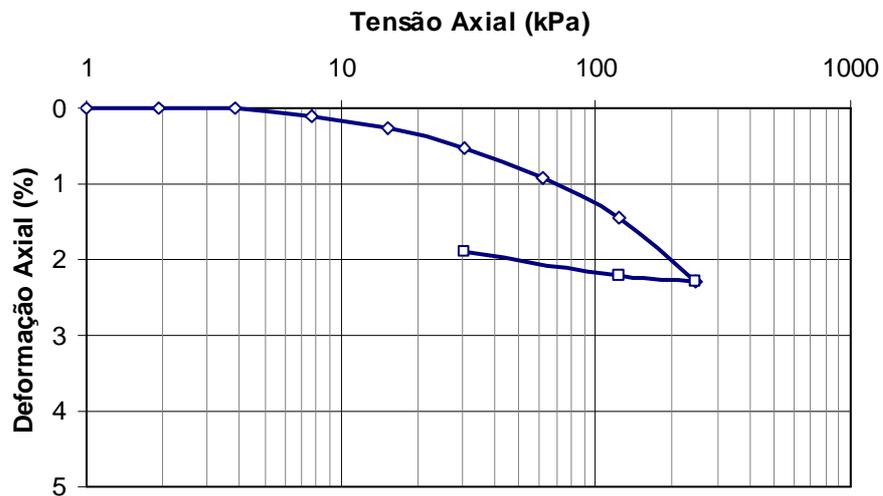


Figura II.12 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário anguloso, em célula apoiada com altura do corpo de prova igual a 15 cm.

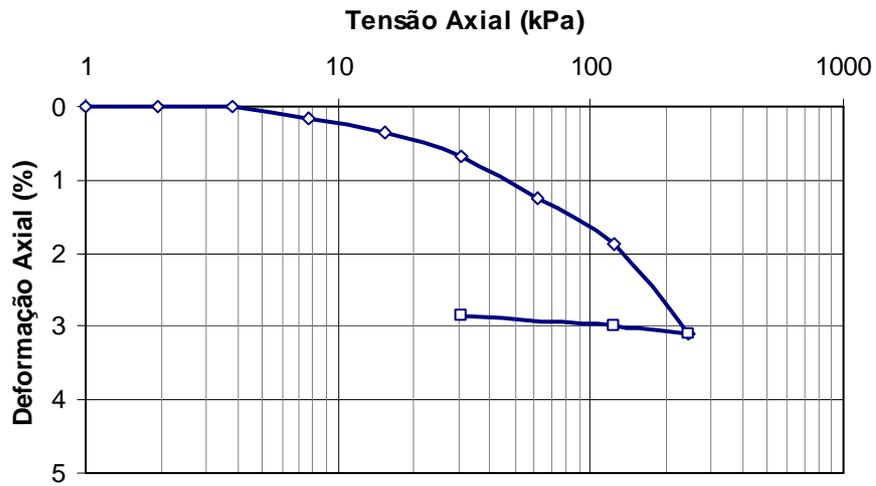


Figura II.13 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário anguloso, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 15 cm.

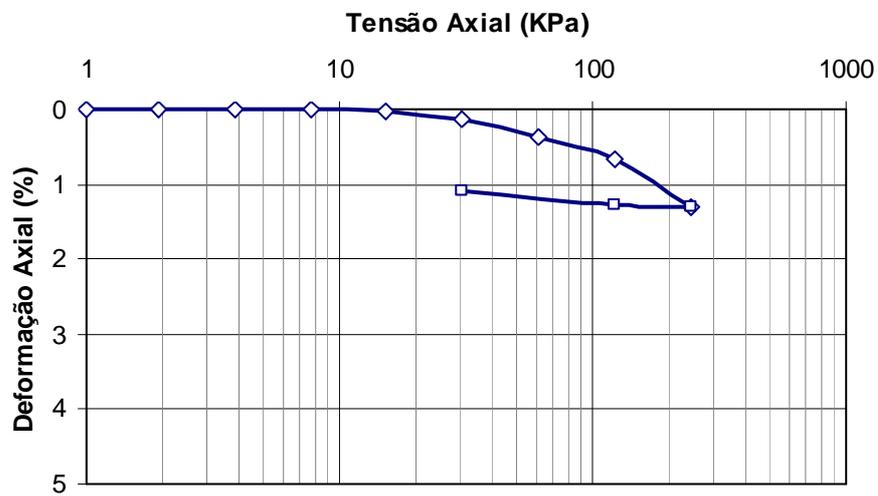


Figura II.14 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário anguloso, em célula apoiada com altura do corpo de prova igual a 20 cm.

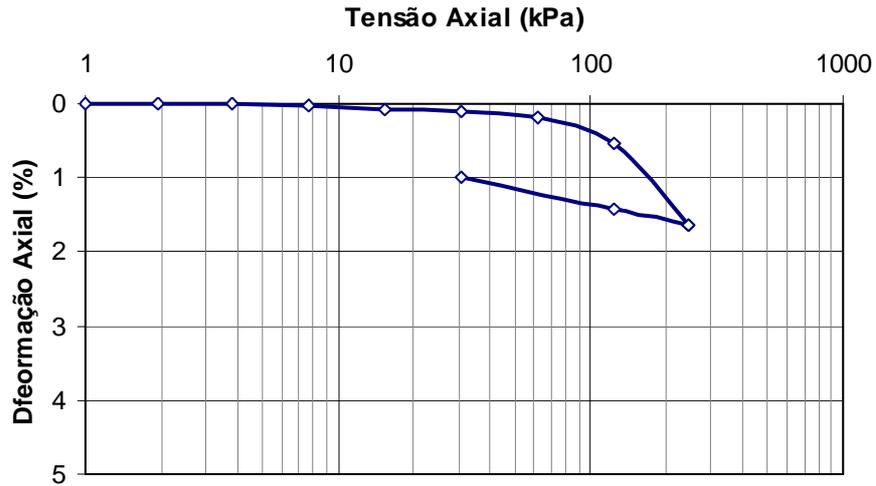


Figura II.15 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário angular, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 20 cm.

II.2.2. Calcário Angular Saturado

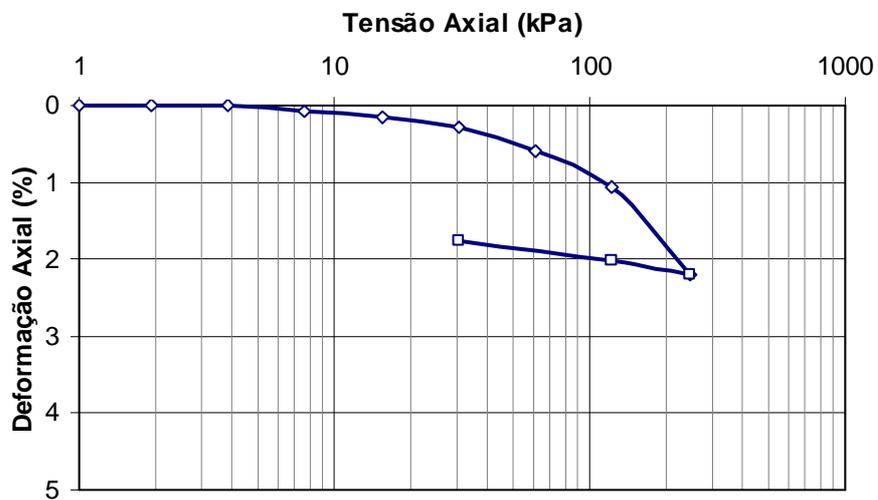


Figura II.16 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário angular saturado, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 10 cm.

II.2.3. Calcário Anguloso com Inundação nas Tensões 30,70 e 122,80 kPa.

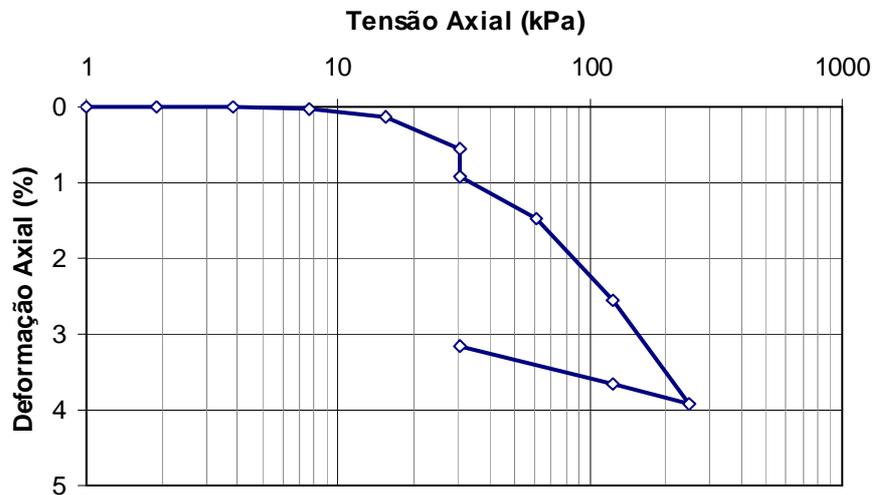


Figura II.17 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário anguloso com inundação na tensão 30,70 kPa, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 10 cm.

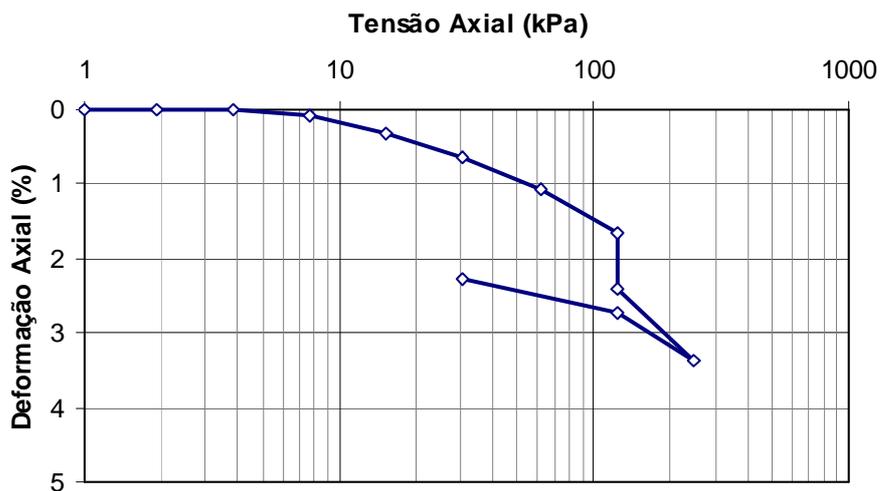


Figura II.18 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de calcário anguloso com inundação na tensão 122,80 kPa, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 10 cm.

Anexo III – Ensaio no Pedregulho de Granito

III.1. Granito Angularo Seco

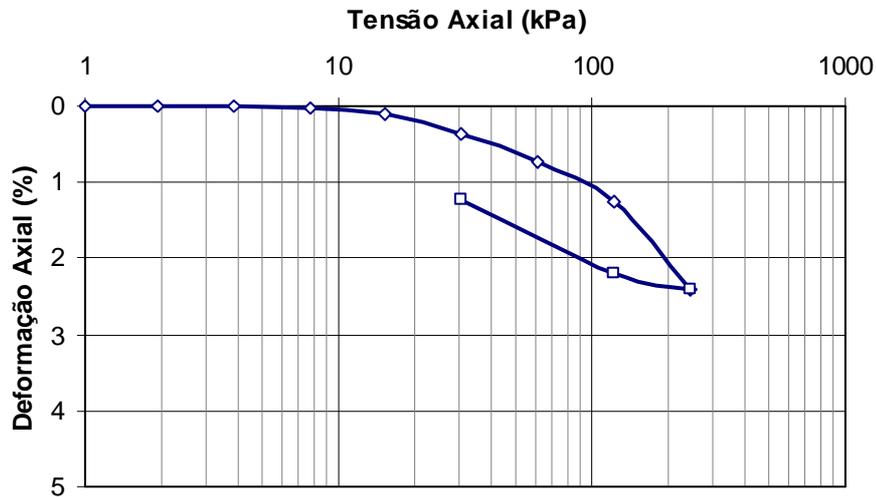


Figura III.1 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de granito angularo, em célula apoiada com altura do corpo de prova igual a 5 cm.

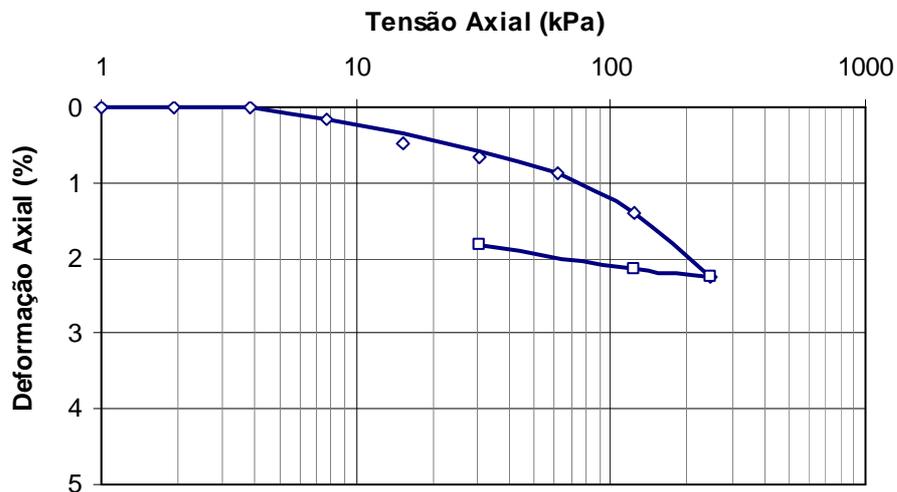


Figura III.2 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de granito angularo, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 5 cm.

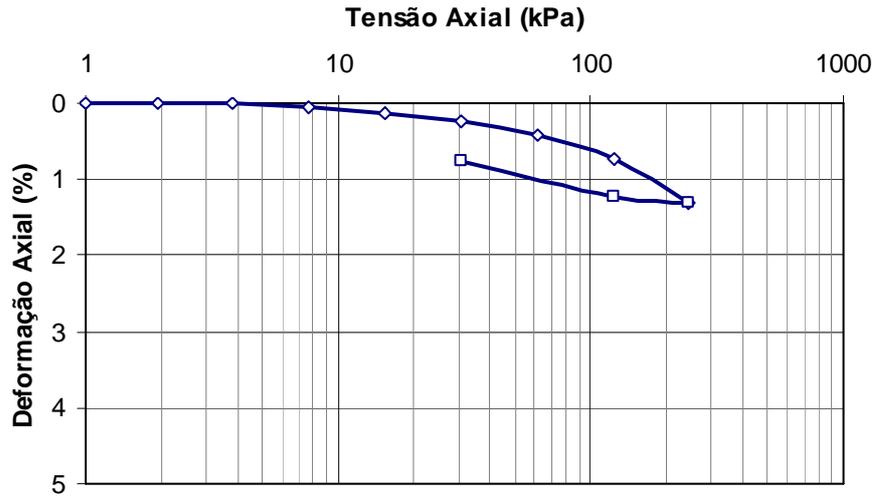


Figura III.3 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de granito angular, em célula apoiada com altura do corpo de prova igual a 10 cm.

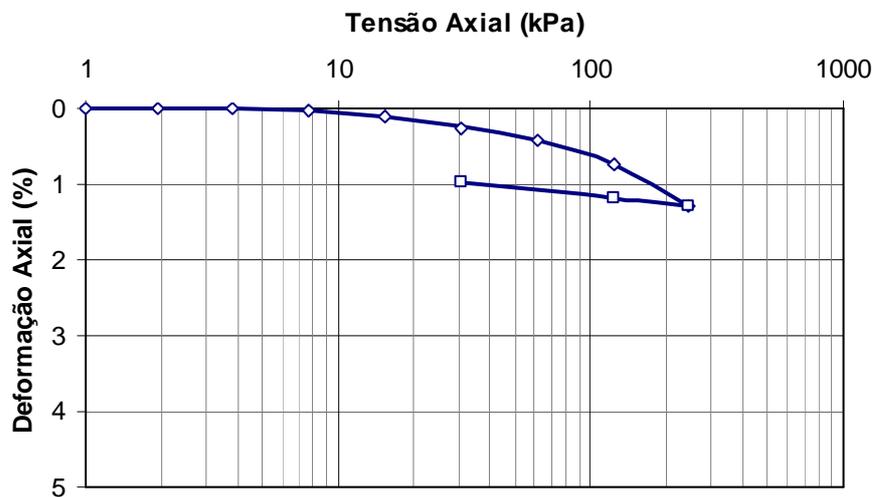


Figura III.4 – Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de granito angular, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 10 cm.

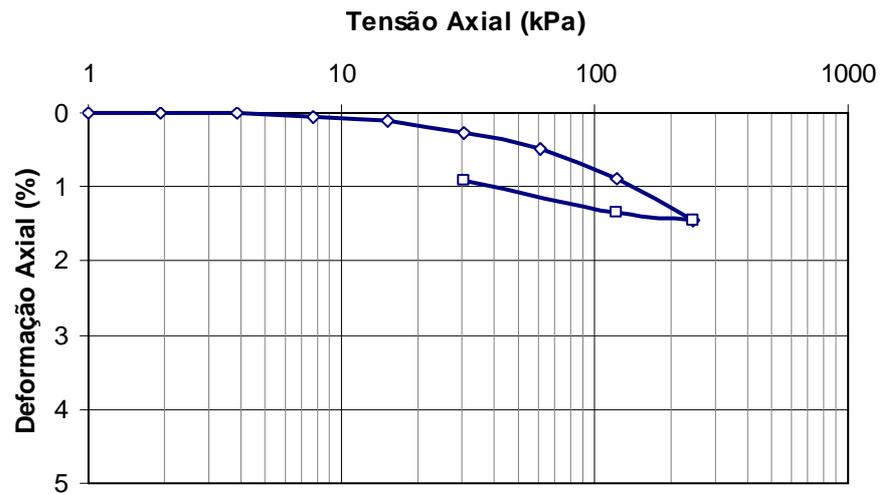


Figura III.5 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de granito angularo, em célula apoiada com altura do corpo de prova igual a 15 cm.

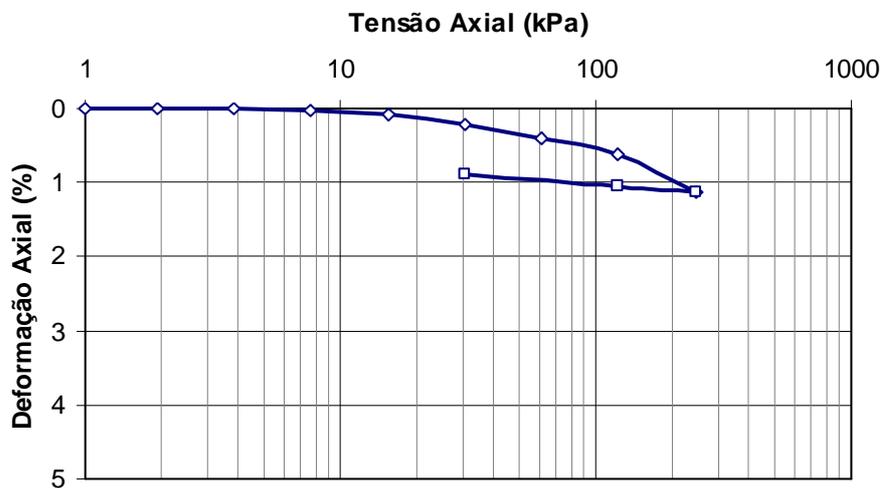


Figura III.6 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de granito angularo, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 15 cm.

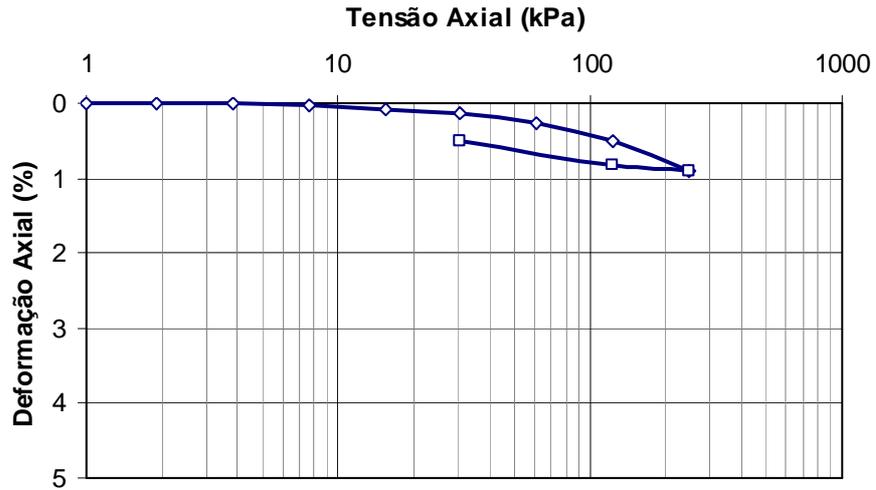


Figura III.7 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de granito anguloso, em célula apoiada com altura do corpo de prova igual a 20 cm.

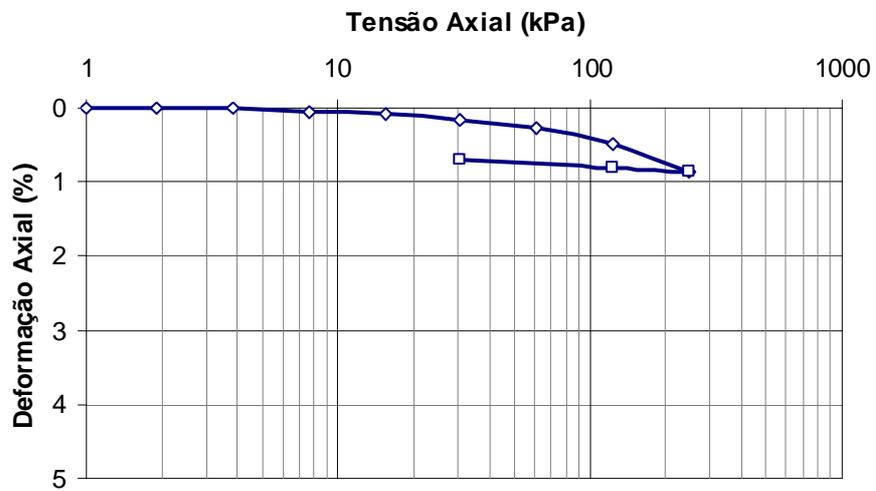


Figura III.8 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de granito anguloso, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 20 cm.

IV.2. Granito Anguloso Saturado

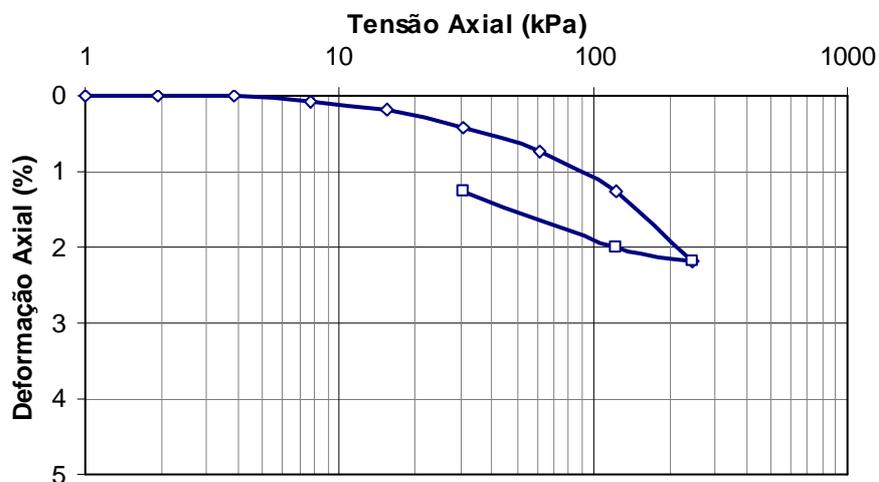


Figura III.9 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de granito anguloso saturado, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 10 cm.

III.2. Granito Anguloso com Inundação nas Tensões 30,70 e 122,80 kPa.

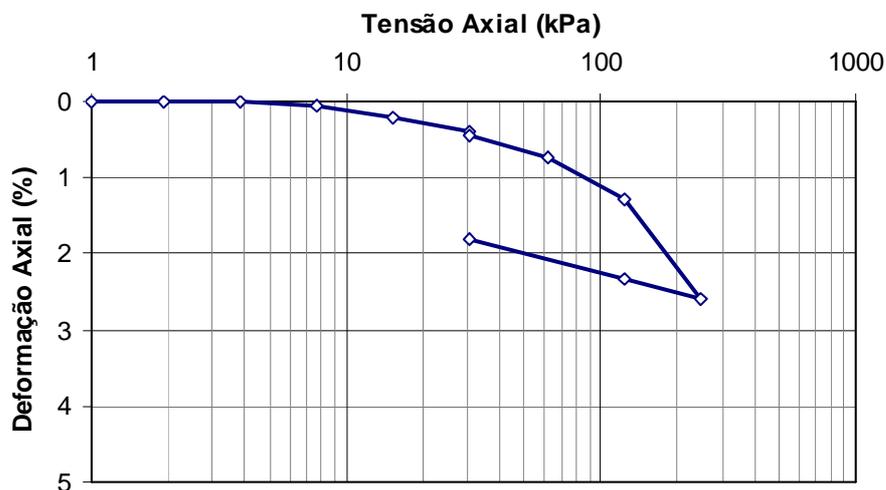


Figura III.10 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de granito anguloso com inundação na tensão 30,70 kPa, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 10 cm.

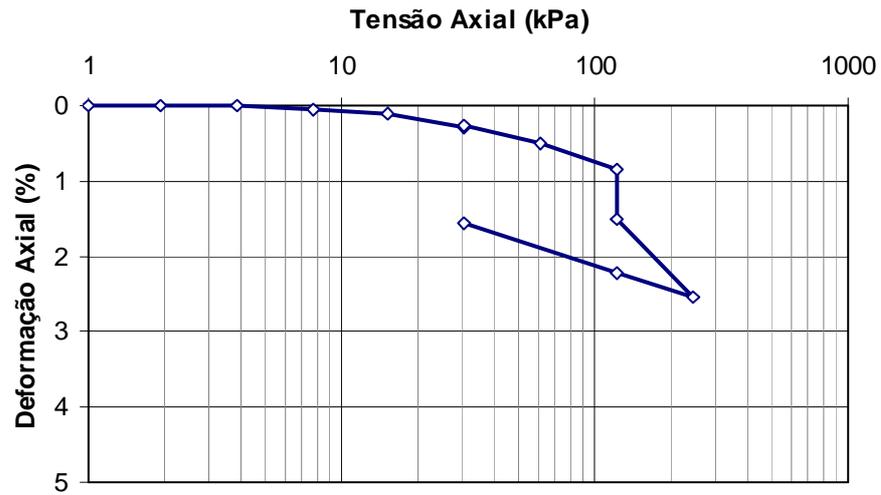


Figura III.11 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de granito anguloso com inundação na tensão 122,80 kPa, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 10 cm.

Anexo IV – Ensaio no Pedregulho de Arenito

IV.1. Arenito Seco

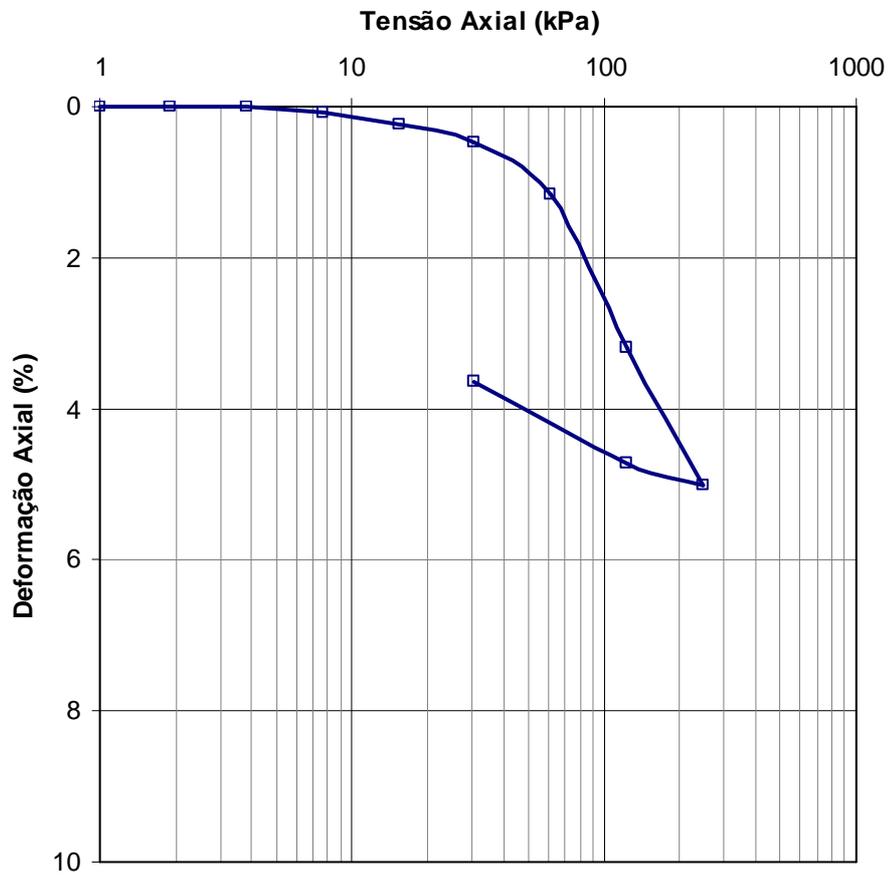


Figura IV.1 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de arenito seco, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 10 cm.

IV.2. Arenito Saturado

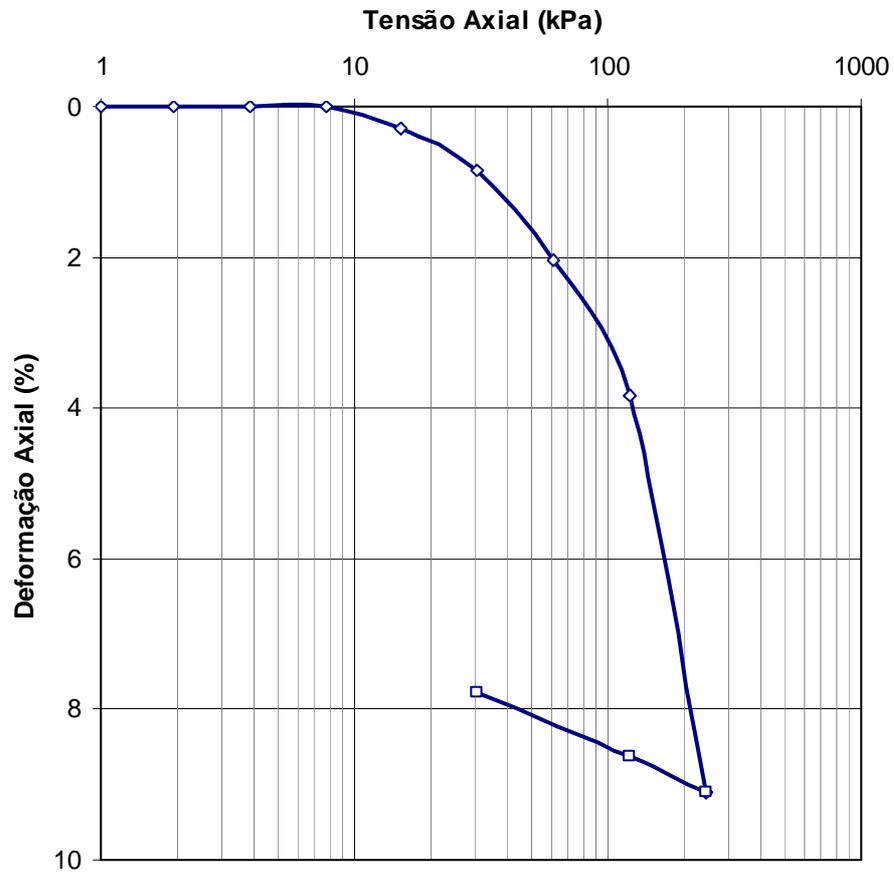


Figura IV.2 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de arenito saturado, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 10 cm.

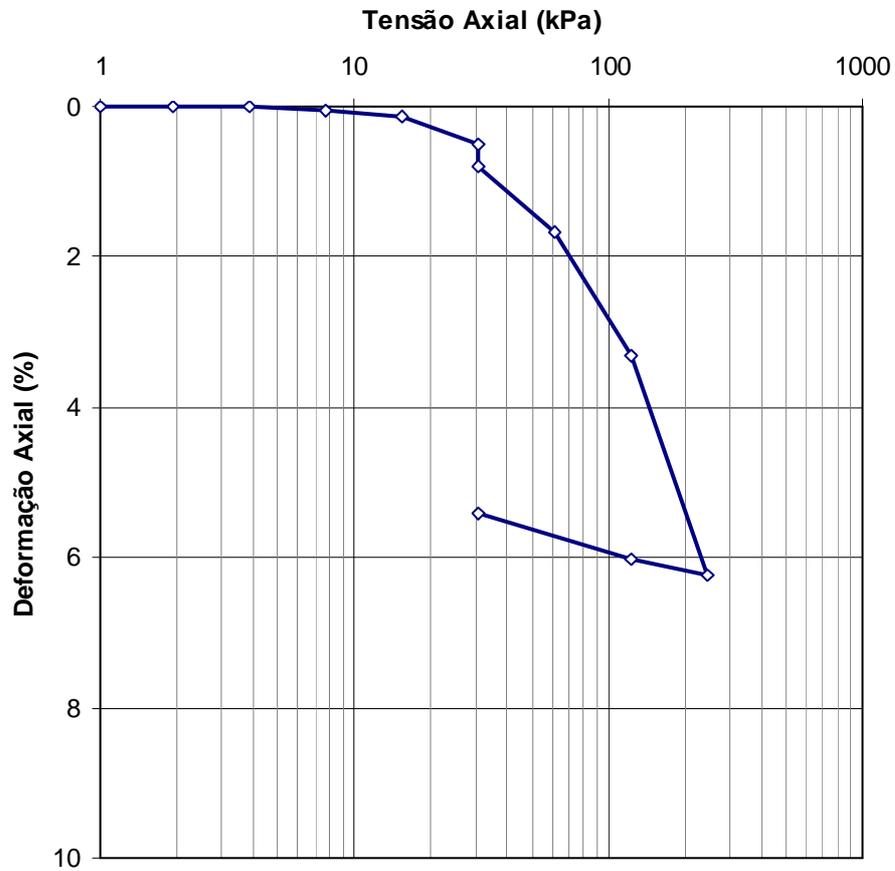
IV.3. Arenito com Inundação nas Tensões 30,70 e 122,80 kPa.

Figura IV.3 - Variação da tensão axial *versus* deformação axial do pedregulho de arenito com inundação na tensão 30,70 kPa, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 10 cm.

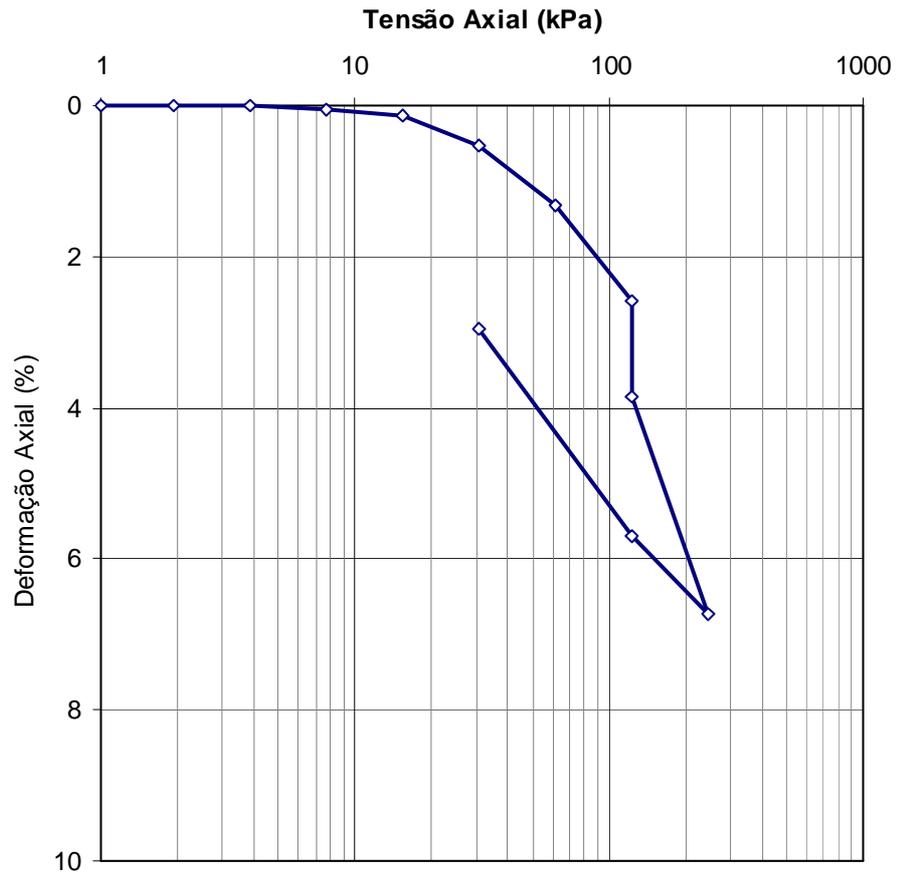


Figura IV.4 - Variação da tensão axial versus deformação axial do pedregulho de arenito com inundação na tensão 122,80 kPa, em célula suspensa com altura do corpo de prova igual a 10 cm.