

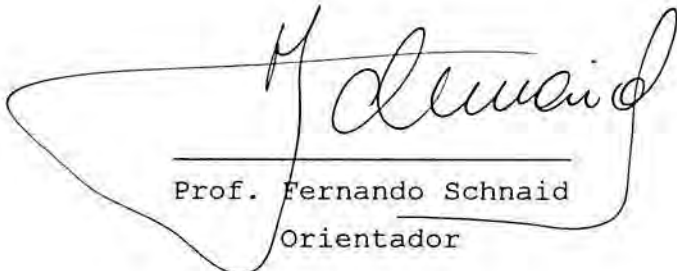
***ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO
DE UM SOLO ARTIFICIALMENTE CIMENTADO***

PEDRO DOMINGOS MARQUES PRIETTO

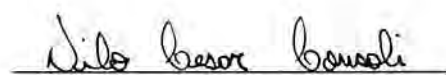
Dissertação a ser apresentada ao corpo docente do Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do grau de ***MESTRE EM ENGENHARIA***.

Porto Alegre
Abril de 1996


Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA** e aprovada em sua forma final pelos orientadores e pelo Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil - CPGEC.



Prof. Fernando Schnaid
Orientador



Prof. Nilo César Consoli
Orientador



Profª. Denise G. C. Dal Molin
Coordenadora do CPGEC

BANCA EXAMINADORA

- Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti
D.Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro
- Prof. Luis Antônio Bressani
Ph.D., University of London
- Prof. Roberto Francisco de Azevedo
Ph.D., University of Colorado at Boulder

*Dedico este trabalho aos
meus pais Yedda e Pedro Luis,
e a minha esposa Adriana.*

AGRADECIMENTOS

O autor gostaria de externar os seus sinceros agradecimentos às seguintes pessoas e instituições:

Aos professores orientadores Fernando Schnaid e Nilo César Consoli, pela seriedade, competência e, sobretudo, pela amizade e entusiasmo demonstrados durante a realização do trabalho.

A todos os professores do Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (CPGEC-UFRGS), pelos ensinamentos e atenção dispensados ao autor. Em especial, ao professor Adriano Virgílio D. Bica, pelo auxílio indispensável na realização dos ensaios triaxiais.

Aos funcionários do Laboratório de Mecânica dos Solos do CPGEC/UFRGS, Jair Floriano da Silva e João Diniz, pela colaboração e apoio prestados durante as atividades de campo e de laboratório.

A auxiliar de pesquisa do Laboratório de Mecânica dos Solos do CPGEC/UFRGS, Fernanda, pela colaboração prestada e pelo interesse demonstrado durante a realização dos ensaios de laboratório.

A CAPES e Universidade Católica de Pelotas, pelo indispensável suporte financeiro.

A todos os colegas do CPGEC/UFRGS, pelo convívio sempre cordial, e pelo aprendizado proporcionado ao autor.

De forma muito especial, aos colegas da turma de 93, Cláudia, José Antônio e Paulo Ricardo, pelo carinho e amizade dedicados ao autor, motivo de grande orgulho.

Aos amigos Washington e Sandra. Ao primeiro, de forma especial, pelo exemplo e por sua grande "disponibilidade". Ao casal, pela amizade e bom humor, e por proporcionarem ao autor e sua esposa, inúmeros momentos de agradável convívio.

Aos professores e funcionários do Curso de Engenharia Civil da Universidade Católica de Pelotas, em especial às professoras Maria Luisa Cañas Martins e Ângela de Azevedo Ferreira e ao funcionário Ibo Gregório Kuhn, pelo incentivo e amizade.

A família Silveira, Expedito e Marisa, Daniela, pelo carinho e apoio irrestrito durante o período do mestrado.

A sua família, Pedro Luis e Yedda, Pedro Antônio e Beth, Pedro Augusto, Margarida e Leonardo, por proporcionarem, de todas as formas possíveis, as condições primordiais para a realização deste trabalho.

A sua adorada esposa, amiga e companheira Adriana, por tudo.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE TABELAS	xiii
LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS	xiv
RESUMO	xviii
ABSTRACT	xix

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	01
1.2 OBJETIVOS	03
1.3 CONCEITOS BÁSICOS	04
1.4 DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA	05
1.5 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	05

CAPÍTULO 2

ALTERAÇÕES NAS PROPRIEDADES DOS SOLOS ATRAVÉS DA ADIÇÃO DE CIMENTO PORTLAND

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	07
2.2 A ESTABILIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA COM CIMENTO PORTLAND	08
2.2.1 Introdução	08
2.2.2 O Mecanismo da Estabilização	09
2.2.3 Materiais Apropriados para a Estabilização	11
2.3 ALTERAÇÕES NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS SOLOS	13
2.4 A ESTABILIZAÇÃO DO SOLO RESIDUAL DE ARENITO BOTUCATU	15

CAPÍTULO 3

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MATERIAIS GEOTÉCNICOS CIMENTADOS

3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	17
3.2	VARIÁVEIS DO COMPORTAMENTO MECÂNICO	18
3.3	COMPRESSÃO	19
3.4	CISALHAMENTO	23
3.4.1	Comportamento Pré-ruptura	23
3.4.2	Comportamento Pós-ruptura	33
3.5	MODELOS CONSTITUTIVOS	37

CAPÍTULO 4

PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	41
4.2	VARIÁVEIS DE RESPOSTA	41
4.3	VARIÁVEIS INVESTIGADAS E VARIÁVEIS FIXAS	43
4.4	PROGRAMA DE ENSAIOS	44
4.5	VISÃO GERAL DO PROGRAMA EXPERIMENTAL	45
4.6	LIMITAÇÕES	47
4.7	MÉTODOS UTILIZADOS	47
4.7.1	Coleta de Amostras	47
4.7.2	Preparação das Amostras	48
4.7.3	Preparação dos Corpos-de-prova	48
4.7.4	Ensaio de Caracterização Física	50
4.7.5	Ensaio de Compressão Simples	50
4.7.6	Ensaio de Compressão Triaxial	51
4.7.7	Fotomicrografia	56
4.8	MATERIAIS UTILIZADOS	57
4.8.1	O Solo	57
4.8.2	O Cimento	61
4.8.3	A Água	61
4.8.4	Critérios para Escolha dos Materiais	62

CAPÍTULO 5

RESULTADOS EXPERIMENTAIS

5.1 ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES	63
5.2 ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL	65
5.2.1 Variação do Parâmetro <i>B</i> de Poro-pressão	65
5.2.2 Trajetórias de Tensões Efetivas	67
5.2.3 Curvas Tensão-deformação e de Variação Volumétrica	70
5.2.4 Tensão Desvio na Ruptura	79
5.2.5 Modo de Ruptura	81
5.2.6 Variação Volumétrica	84
5.2.7 Envoltórias e Parâmetros de Resistência	84
5.3 FOTOMICROGRAFIA	88

CAPÍTULO 6

DISCUSSÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS VISANDO A OBTENÇÃO DE PROPRIEDADES DO SOLO CIMENTADO

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	93
6.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	93
6.2.1 Comportamento na Ruptura	93
6.2.2 Estado Último	107
6.3 MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO	114
6.4 VARIÁVEIS DO COMPORTAMENTO DO SOLO CIMENTADO	127
6.5 PREVISÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO CIMENTADO PARA UTILIZAÇÃO EM PROJETOS GEOTÉCNICOS	128

CAPÍTULO 7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES	133
7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	138

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	139
--	------------

LISTA DE FIGURAS

Figura 4.1 - Visão Geral do Equipamento Triaxial.....	53
Figura 4.2 - Detalhe da Câmara Triaxial.....	53
Figura 4.3 - Detalhe do Sistema de Medição Interna das Deformações Axiais.....	55
Figura 4.4 - Visão Geral do Sistema de Aquisição Automática de Dados.....	56
Figura 4.5 - Localização da Jazida (NÚÑEZ, 1991).....	57
Figura 4.6 - Curva Granulométrica do Solo.....	59
Figura 5.1 - Variação da Resistência Média à Compressão Simples com a Porcentagem de Adição.....	64
Figura 5.2 - Variação do Parâmetro de Poro-pressão B com a Porcentagem de Adição ($S = 100\%$).....	66
Figura 5.3 - Trajetórias de Tensões Efetivas, 0% de Cimento.....	68
Figura 5.4 - Trajetórias de Tensões Efetivas, 1% de Cimento.....	68
Figura 5.5 - Trajetórias de Tensões Efetivas, 3% de Cimento.....	69
Figura 5.6 - Trajetórias de Tensões Efetivas, 5% de Cimento.....	69
Figura 5.7 - Deformação Axial x Tensão Desvio, 0% de Cimento.....	71
Figura 5.8 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica, 0% de Cimento.....	71
Figura 5.9 - Deformação Axial x Tensão Desvio, 1% de Cimento.....	72
Figura 5.10 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica, 1% de Cimento.....	72
Figura 5.11 - Deformação Axial x Tensão Desvio, 3% de Cimento...	73
Figura 5.12 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica, 3% de Cimento.....	73
Figura 5.13 - Deformação Axial x Tensão Desvio, 5% de Cimento...	74
Figura 5.14 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica, 5% de Cimento.....	74
Figura 5.15 - Deformação Axial x Tensão Desvio, $p'_i = 20 \text{ kN/m}^2$...	75
Figura 5.16 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica, $p'_i = 20 \text{ kN/m}^2$	75

Figura 5.17 - Deformação Axial x Tensão Desvio, $p'_i = 60 \text{ kN/m}^2$...	76
Figura 5.18 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica, $p'_i = 60 \text{ kN/m}^2$	76
Figura 5.19 - Deformação Axial x Tensão Desvio, $p'_i = 100 \text{ kN/m}^2$..	77
Figura 5.20 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica $p'_i = 100 \text{ kN/m}^2$	77
Figura 5.21 - Variação da Tensão Desvio na Ruptura com a Porcentagem de Cimento	80
Figura 5.22 - Variação da Tensão Desvio na Ruptura com a Tensão Efetiva Média Inicial	80
Figura 5.23 - Determinação Analítica de $q_{rup/0}$	81
Figura 5.24 - Formação de Planos de Ruptura	82
Figura 5.25 - Variação do Índice de Fragilidade	83
Figura 5.26 - Envoltória de Ruptura, 0% de Cimento	85
Figura 5.27 - Envoltória de Ruptura, 1% de Cimento	85
Figura 5.28 - Envoltória de Ruptura, 3% de Cimento	86
Figura 5.29 - Envoltória de Ruptura, 5% de Cimento	86
Figura 5.30 - Envoltórias de Ruptura (todos os teores)	87
Figura 5.31 - Envoltórias de Resistência no Estado Último	87
Figura 5.32 - Microscopia Eletrônica de Varredura, aumento de 50 vezes. (a) 0% de Cimento, (b) 1% de Cimento (c) 3% de Cimento, (d) 5% de Cimento	91
Figura 5.33 - Microscopia Eletrônica de Varredura, aumento de 500 vezes. (a) 0% de Cimento, (b) 1% de Cimento (c) 3% de Cimento, (d) 5% de Cimento	92
Figura 6.1 - Variação da Coesão Efetiva com a Cimentação	94
Figura 6.2 - Variação do Ângulo de Atrito de Pico com a Cimentação	95
Figura 6.3 - Variação da Tensão Desvio na Ruptura com a Resistência à Tração	99
Figura 6.4 - Comparação entre Valores Observados e Previstos de q_{rup}	101
Figura 6.5 - Comparação entre Valores Observados e Previstos de q_{rup} (Diversos Autores)	103
Figura 6.6 - Variação da Tensão Desvio na Ruptura com a Tensão Efetiva Média Inicial, Normalizadas pela Resist. à Compressão Simples	104

Figura 6.7 - Variação da Tensão Desvio na Ruptura Normalizada pela Tensão Desvio na Ruptura do Solo não Cimentado com a Resistência à Compressão Simples.....	106
Figura 6.8 - Variação do Índice de Fragilidade com a Tensão Efetiva Média Inicial Normalizada pela Resist. à Compressão Simples.....	107
Figura 6.9 - Variação do Ângulo de Atrito Último.....	109
Figura 6.10 - Comportamento Tensão-deformação no Espaço $\varepsilon_a:q/p'$ (a) 0% de Cimento, (b) 1% de Cimento (c) 2% de Cimento, (d) 5% de Cimento.....	110
Figura 6.11 - Envoltórias do Estado Último no Espaço $p':q$ (a) Hipótese 1, (b) Hipótese 2.....	111
Figura 6.12 - Envoltória do Estado Último no Espaço $p':e$ (a) Escala Natural, (b) Escala Logarítmica.....	112
Figura 6.13 - Comportamento Idealizado de um Solo Cimentado (a) Trajetórias de Tensões Efetivas, (b) Curvas Tensão-deformação (COOP & ATKINSON, 1993).....	113
Figura 6.14 - Detalhe da Curva Tensão-deformação 3% de Cimento, $p'_i = 60 \text{ kN/m}^2$	115
Figura 6.15 - Variação da Deformação Axial na Ruptura.....	115
Figura 6.16 - Variação do Módulo Secante com a Deformação Axial, 0% de Cimento.....	116
Figura 6.17 - Variação do Módulo Secante com a Deformação Axial, 1% de Cimento.....	117
Figura 6.18 - Variação do Módulo Secante com a Deformação Axial, 3% de Cimento.....	117
Figura 6.19 - Variação do Módulo Secante com a Deformação Axial, 5% de Cimento.....	118
Figura 6.20 - Simulação da Curva Tensão-deformação, 5% de Cimento, $p'_i = 60 \text{ kN/m}^2$	119
Figura 6.21 - Variação dos Módulos de Deformação com a Tensão Efetiva Média Inicial.....	121
Figura 6.22 - Variação do Módulo Secante Normalizado com a Tensão Efetiva Média Inicial, $\varepsilon_a = 0,1\%$, Medição Local ...	124
Figura 6.23 - Variação do Módulo Secante com a Tensão Desvio na Ruptura. (a) $\varepsilon_a = 0,1\%$, Medição Externa; (b) $\varepsilon_a = 0,1\%$, M. Local; (c) $\varepsilon_a = 0,01\%$, M. Local ...	126

Figura 6.24 - Variação do Módulo Secante e da Tensão Desvio com a Deformação Axial (Ensaio CID-3/60)	130
Figura 6.25 - Variação do Módulo de Deformação Secante Normalizado com a Deformação Axial. (a) CID-0/100, (b) CID-3/60	132

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Relação entre $(\sigma'_m)_{I_0=0}$, q_u e p_y (YOSHINAKA & YAMABE, 1981)	34
Tabela 4.1 - Resumo do Programa de Ensaios	45
Tabela 4.2 - Seqüência dos Ensaios Triaxiais	46
Tabela 4.3 - Variáveis de Resposta no Programa Experimental	46
Tabela 4.4 - Variáveis Investigadas no Programa Experimental	46
Tabela 4.5 - Variáveis Fixas no Programa Experimental	46
Tabela 4.6 - Parâmetros de Compactação na Energia Proctor Normal (NÚÑEZ, 1991)	48
Tabela 4.7 - Propriedades Físicas Médias do Solo Determinadas por NÚÑEZ (1991)	58
Tabela 4.8 - Propriedades Físicas Médias do Solo Determinadas no Presente Trabalho	59
Tabela 4.9 - Propriedades Físico-químicas e Mineralógicas do Solo (NÚÑEZ, 1991)	60
Tabela 4.10 - Parâmetros do Solo Compactado (NÚÑEZ, 1991)	60
Tabela 4.11 - Características Físico-químicas do Cimento (SILVA FILHO, 1994)	61
Tabela 5.1 - Valores Médios de Resistência à Compressão Simples das Misturas em kN/m^2	63
Tabela 5.2 - Valores do Parâmetro B (LAMBE & WITHMAN, 1979)	67
Tabela 5.3 - Resumo dos Resultados dos Ensaios Triaxiais Drenados (CID)	78
Tabela 6.1 - Valores de Resistência à Tração Utilizados	98
Tabela 6.2 - Resultados Experimentais Analisados (Diversos Autores)	102
Tabela 6.3 - Valores dos Módulos de Deformação	120
Tabela 6.4 - Valores Observados de K , n e r^2	123
Tabela 6.5 - Deformações sob Cargas de Trabalho (BELLOTTI et al., 1989)	129

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transport Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANOVA	Análise de variância
CAH	Aluminato hidratado de cálcio
CID	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente, drenado
CSH	Silicato hidratado de cálcio
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
MEV	Microscópio eletrônico de varredura
P.I.	Proctor intermediário
P.N.	Proctor normal
A, a, b	Constantes
B	Parâmetro de poro-pressão de Skempton; Módulo volumétrico
c'	Coesão efetiva
c'_o	Coesão efetiva do solo não cimentado
c_{ult}	Coesão última
C	Cimentação
C_c	Índice de compressão
C_u	Coefficiente de uniformidade
CTC	Capacidade de troca catiônica
CV	Coefficiente de variação
D	Densidade (equação 2.1)
D_{10}	Diâmetro efetivo
D_r	Densidade Relativa
e	Índice de vazios; base do logaritmo natural
e_0	Índice de vazios inicial
e_{final}	Índice de vazios final

e_{rup}	Índice de vazios na ruptura
e_{ult}	Índice de vazios último
E	Módulo de deformação axial (Módulo de Young)
E_o	Módulo de deformação axial tangente inicial
E_s	Módulo de deformação axial secante
$E_{s(0,1)}$	Módulo secante à 0,1% de deformação axial
$E_{s(0,01)}$	Módulo secante à 0,01% de deformação axial
E_u	Módulo de deformação não drenado
F_c	Fator de Correção (Equação 6.13)
FS	Fator de segurança
G	Módulo Cisalhante
G_o	Módulo Cisalhante Máximo
$h_{ót}$	Umidade ótima
I_F, I_B	Índice de fragilidade
IP	Índice de plasticidade
k_0, k_1, k_2	Coefficientes de regressão linear
K	Valor de E/p_a correspondente a $p'_i/p_a = 1$, na Equação 6.10
K_0	Coefficiente de tensões laterais para deformação unidimensional
LC	Límite de contração
LL	Límite de liquidez
LP	Límite de plasticidade
M	Relação q/p' no estado crítico
n	Gradiente da variação linear entre E/p_a e p'_i/p_a em gráfico log-log
p_a	Pressão atmosférica
p_y	Ponto de plastificação
p'	Tensão efetiva normal média
p'_i	Tensão efetiva normal média inicial
p'_{rup}	Tensão efetiva normal média na ruptura
p'_{ult}	Tensão efetiva normal média última

q	Tensão desvio
q_{final}	Tensão desvio ao final do ensaio triaxial
q_{rup}	Tensão desvio na ruptura
$q_{rup/0}$	Tensão desvio na ruptura para o solo não cimentado
q_u	Resistência à compressão simples
q_{ult}	Tensão desvio última
q_{ultima}	Valor assintótico da tensão desvio no modelo hiperbólico (Equação 4.3)
q_{ut}	Resistência à tração
r	Coefficiente de correlação
r^2	Coefficiente de determinação
S	Grau de saturação; resistência na Equação 2.1
s_u	Resistência não drenada
u	Poropressão
Δu	Incremento de poropressão
(%cimento)	Porcentagem de cimento em relação ao peso de solo seco
ε	Deformação
ε_1	Deformação principal maior
ε_a	Deformação axial
$\varepsilon_{a/rup}$	Deformação axial na ruptura
ε_v	Deformação volumétrica
$\varepsilon_{v/final}$	Deformação volumétrica final
$\varepsilon_{v/rup}$	Deformação volumétrica na ruptura
ϕ	Diâmetro equivalente das partículas de solo
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo (de pico)
ϕ'_o	Ângulo de atrito efetivo do solo não cimentado
ϕ'_m	Ângulo de atrito médio do solo nos estados cimentado e não cimentado
ϕ_{ult}	Ângulo de atrito último
γ	Deformação cisalhante
γ_d	Densidade seca aparente

$\gamma_{d/max}$	Densidade seca aparente máxima
γ_s	Densidade real dos grãos
Γ	Valor do índice de vazios correspondente a $p' = 1$ na linha de estado crítico
κ	Gradiente do trecho carga-descarga da curva de compressão isotrópica no espaço $\log p':e$
λ	Gradiente da linha de estado crítico no espaço $\log p':e$
ν	Coefficiente de Poisson
ν_o	Coefficiente de Poisson máximo
θ_{crit}	Ângulo formado entre o plano de ruptura e o plano principal maior
σ'_1, σ'_3	Tensões principais efetivas maior e menor
σ_1, σ_3	Tensões principais totais maior e menor
σ_a, σ_r	Tensões totais axial e radial
σ'_a, σ'_r	Tensões efetivas axial e radial
σ_e	Tensão de confinamento
$\Delta\sigma_c$	Incremento de tensão de confinamento
$(\sigma'_m)_{I_b=0}$	Tensão efetiva média para a qual ocorre a transição do comportamento frágil para o comportamento dúctil
τ_f, τ_{max}	Tensão de cisalhamento máxima (na ruptura)
τ_r	Tensão de cisalhamento residual (último)

RESUMO

ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO ARTIFICIALMENTE CIMENTADO

A melhoria das características mecânicas de solos naturais constitui uma técnica de crescente utilização na engenharia geotécnica, em especial na execução de fundações sobre solos moles. Algumas soluções passam pela utilização de materiais geotécnicos cimentados, tais como o solo-cimento, o solo-cal, etc. Estas aplicações, no entanto, requerem o conhecimento das características de deformação e de resistência dos materiais utilizados. No presente trabalho, a partir de um programa experimental que incluiu ensaios de resistência à compressão simples, ensaios triaxiais drenados (CID) com medição interna de deformações axiais, e microscopia eletrônica de varredura, um solo arenoso artificialmente cimentado teve seu comportamento mecânico investigado, frente à variação do grau de cimentação (0, 1, 3 e 5% de adição de cimento Portland) e da tensão efetiva média inicial ($p'_1 = 20, 60$ e 100 kN/m^2). Os resultados mostraram que o comportamento do solo cimentado foi influenciado por ambas as variáveis investigadas. No entanto, para a faixa de tensões efetivas estudada, o comportamento foi basicamente comandado pelo grau de cimentação. Visando a aplicação do material investigado em projetos geotécnicos, uma abordagem é proposta para a determinação da resistência ao cisalhamento drenada e do módulo de deformação estática. A inclusão na análise de outros resultados encontrados na literatura permitiram ampliar alguns aspectos desta abordagem.

ABSTRACT

STUDY OF THE MECHANICAL BEHAVIOR OF AN ARTIFICIALLY CEMENTED SOIL

The improvement of natural soils characteristics is a largely used process in geotechnical engineering, specially in foundation designs on soft grounds. Sometimes, cemented materials, like soil-cement and soil-lime admixtures, are employed. These applications require the knowledge of the strain and strength characteristics of materials. In this work an experimental programme was carried out to investigate the mechanical behavior of an artificially cemented sandy soil, which includes unconfined compression tests, drained triaxial compression tests (CID) with local measurements of axial strains, and scanning electron microscopy analysis. The influence of cementation level (0, 1, 3 and 5% Portland cement content) and initial mean effective stress ($p'_i = 20, 60$ and 100 kN/m^2) were evaluated. Test results have demonstrated that the cemented soil behavior was significantly affected by both, cementation level and initial mean effective stress. However, for the range of effective stresses investigated herein, soil behavior was mainly controlled by cementation level. Finally, to allow the application of the investigated material into geotechnical works, an approach is proposed to determinate the drained shear strength and the static deformation moduli of the cemented soil. Data from other investigation programmes were incorporated to the present study to allow generalization of some aspects of the proposed approach.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 - PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Uma conseqüência natural do processo de ocupação territorial urbano, em especial das regiões metropolitanas das grandes cidades, é o aproveitamento de áreas consideradas inadequadas, situadas sobre depósitos de solos com características geotécnicas pobres. Muitas vezes, estas áreas correspondem à depósitos sedimentares de argilas moles, muito compressíveis e com baixa capacidade de suporte. Na região metropolitana de Porto Alegre, por exemplo, verifica-se a ocorrência desses depósitos em espessuras e extensões consideráveis nas zonas de cotas mais baixas.

A realização de obras de engenharia nestes locais implica, pelas técnicas usuais de projeto geotécnico, na absoluta maioria dos casos, no emprego de fundações profundas, tornando muitos empreendimentos inviáveis economicamente.

A utilização de fundações superficiais sobre estes depósitos poderia reduzir significativamente os custos relativos das estruturas de fundação. No entanto, isto somente seria possível através da utilização de técnicas que envolvessem a melhoria das características mecânicas do solo.

São inúmeras as técnicas de melhoria de solos relatadas na bibliografia. MITCHELL & KATTI (1981) relacionaram os principais métodos:

- Compactação;
- Consolidação por pré-carregamento e/ou drenos verticais, eletro-osmose;
- Injeção de materiais estabilizantes (*grouting*);

- Estabilização por processos físico-químicos;
- Estabilização térmica;
- Reforço de solos com a inclusão de elementos resistentes (geotêxteis p.ex.).

Mais recentemente, SOYEZ (1991), citado por FRANK (1991), relatou outras técnicas de tratamento de solos para aplicação em fundações superficiais tais como colunas de pedra, inclusões rígidas, etc.

Algumas soluções passam pela utilização de materiais geotécnicos cimentados artificialmente, como o solo-cimento e o solo-cal, entre outros (e.g. SOKOLOVIC et al., 1976, citado por MITCHELL & KATTI, 1981; TATSUOKA & KOBAYASHI, 1983; JURAN & RICCOBONNO, 1991; KAGA & YONEKURA, 1991; MAHER & HO, 1993; THOMÉ, 1994; THOMÉ et al., 1995; ROHLFES JR., 1996; VENDRUSCOLO, 1996). THOMÉ (1994), visando o emprego de fundações superficiais sobre depósitos de argilas moles da Grande Porto Alegre, estudou a melhoria de uma camada superficial, combinando os métodos de estabilização físico-química, através da adição de cal, e compactação.

Contudo, para que tais soluções possam ser integradas à prática corrente da engenharia geotécnica, é necessário estabelecer-se critérios de análise, projeto e execução tecnicamente confiáveis e economicamente viáveis. Isto requer, em primeiro lugar, que a previsão do comportamento desses materiais, quando submetidos à condições específicas de trabalho, possa ser feita sobre bases racionais.

A importância prática do estudo científico do comportamento de solos cimentados, no entanto, vai muito além da aplicação específica em fundações superficiais estudada por THOMÉ (1994). Na engenharia rodoviária, em especial na execução de bases para pavimentos, é muito difundido o uso de materiais cimentados artificialmente (e.g. INGLES & METCALF, 1972; NÚÑEZ, 1991). Problemas relacionados com a estabilidade de depósitos de solos naturalmente cimentados, em particular daqueles sujeitos a

solicitações dinâmicas, têm sido alvo de inúmeros estudos nas duas últimas décadas (e.g. SAXENA & LASTRICO, 1978; DUPAS & PECKER, 1979; FRYDMAN et al., 1980; CLOUGH et al., 1981 e 1989; ACAR & EL-TAHIR, 1986; SAXENA et al., 1988; REDDY & SAXENA, 1992). Recentemente, principalmente por parte de projetistas de fundações de estruturas "off-shore", tem crescido o interesse no estudo de depósitos sedimentares cimentados de origem calcárea (e.g. AIREY, 1993; COOP & ATKINSON, 1993).

Ao mesmo tempo, o estudo de solos cimentados, artificiais ou naturais, tem contribuído de forma significativa para uma melhor compreensão do comportamento dos materiais geotécnicos em geral, dentro de uma concepção teórica mais abrangente que possa preencher o "vácuo" existente entre a Mecânica dos Solos tradicional e a Mecânica das Rochas (e.g. MACCARINI, 1987 e 1989; BRESSANI, 1990; LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; AVERSA et al., 1993; GENS & NOVA, 1993). Neste contexto, incluem-se, por exemplo, os solos tropicais, algumas vezes denominados "residuais", de grande interesse regional, tendo em vista que constituem a maior parte do território brasileiro, as rochas brandas ou intemperizadas, as areias cimentadas por processos naturais, os solos de origem calcárea ou vulcânica e os solos artificialmente cimentados em geral.

1.2 - OBJETIVOS

O objetivo geral do presente trabalho é estudar o comportamento mecânico de um solo arenoso artificialmente cimentado, sob carregamento estático, visando a obtenção de propriedades do solo cimentado que permitam a previsão do seu comportamento mecânico.

Dentro desse objetivo geral, são estabelecidos os seguintes objetivos específicos, operacionais, da pesquisa:

- Avaliar a influência da cimentação e do nível de tensões efetivas médias sobre o comportamento mecânico de um solo arenoso artificialmente cimentado pela adição de cimento Portland, através

da realização de ensaios triaxiais convencionais drenados com medição interna de deformações axiais.

- Discutir os resultados obtidos, a luz de uma revisão crítica da literatura existente, visando (1) a identificação de um padrão de comportamento para o solo cimentado estudado e para solos cimentados em geral, e (2) a obtenção de propriedades básicas do solo que permitam a previsão do seu comportamento mecânico visando a aplicação em projetos geotécnicos.

1.3 - CONCEITOS BÁSICOS

Neste item são apresentados alguns conceitos básicos importantes referidos na formulação e desenvolvimento do trabalho.

Comportamento mecânico de um Solo: são todos aqueles aspectos do comportamento de um solo relacionados, direta ou indiretamente, com os processos de mobilização de resistência ao cisalhamento, variação de volume e deformação.

Solos cimentados: no âmbito desta pesquisa, são todos aqueles solos, naturais ou artificiais, que possuem algum tipo de ligação físico-química entre suas partículas, não importando a natureza dessas ligações. Em um sentido mais amplo, é empregado o termo materiais geotécnicos cimentados, que engloba, além dos solos cimentados já conceituados, as rochas brandas de natureza sedimentar ou intemperizadas.

Modelos constitutivos: são leis propostas para prever o comportamento tensão-deformação de um material. Diversos modelos tem sido propostos na literatura, tais como modelos lineares elásticos, modelos elásticos não lineares, modelos elasto-plásticos, etc. As formulações são baseadas em conceitos clássicos da mecânica dos meios contínuos, como a teoria da elasticidade e da plasticidade (e.g. DRUCKER & PRAGER, 1952; ROSCOE & BURLAND, 1968; DUNCAN & CHANG, 1970; LADE & DUNCAN, 1975; POOROOSHASB & PIETRUSZCZAK, 1986; HIRAI et al., 1989; ALONSO et al., 1990; GENS & NOVA, 1993).

1.4 - DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA

A presente pesquisa pode ser dividida em quatro etapas, não necessariamente estanques, de acordo com a natureza das atividades desenvolvidas: (1) revisão de literatura, (2) programa experimental, (3) análise e discussão dos resultados e (4) relatório final.

Na primeira etapa foi revisada a literatura existente compreendendo os seguintes tópicos, de interesse específico no âmbito desta pesquisa: (1) modificações nas propriedades dos solos causadas pela adição de cimento Portland, e (2) comportamento mecânico de materiais geotécnicos cimentados submetidos a esforços estáticos.

A segunda etapa consistiu do planejamento e execução de ensaios de laboratório visando a caracterização dos materiais utilizados na pesquisa e a determinação do comportamento tensão-deformação do solo artificialmente cimentado investigado, através de medidas de rigidez, de deformação volumétrica e de resistência ao cisalhamento.

A terceira etapa da pesquisa consistiu da análise e discussão dos resultados obtidos no programa experimental, com o objetivo de: (1) avaliar a influência do grau de cimentação e do nível de tensões efetivas sobre o comportamento tensão-deformação do solo artificialmente cimentado, com ênfase nos processos de mobilização da resistência ao cisalhamento e de deformações, bem como no comportamento residual das misturas; (2) proporcionar elementos para uma discussão mais ampla visando a previsão do comportamento mecânico do material estudado.

Na última etapa, foi elaborado o relatório final da pesquisa, representado integralmente pela presente dissertação de mestrado.

1.5 - ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está estruturada em sete capítulos. No Capítulo 1, é apresentada uma introdução onde são definidos o

problema de pesquisa, os objetivos, alguns conceitos básicos, e o método de desenvolvimento da pesquisa.

Nos Capítulos 2 e 3 é apresentada a revisão bibliográfica dos tópicos específicos de interesse desta dissertação.

No Capítulo 4 é apresentado o detalhamento do programa experimental, compreendendo aspectos relacionados com o seu planejamento, métodos e descrição dos materiais utilizados.

No Capítulo 5 são apresentados e analisados os resultados obtidos durante o programa experimental.

No Capítulo 6 é realizada a discussão dos resultados apresentados no Capítulo 5, abrangendo outros resultados encontrados na literatura.

No Capítulo 7, são apresentadas as conclusões do trabalho e as sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

ALTERAÇÕES NAS PROPRIEDADES DOS SOLOS ATRAVÉS DA ADIÇÃO DE CIMENTO PORTLAND

2.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Embora fique claro, a partir dos objetivos enumerados no Capítulo 1, que o presente trabalho não contempla nenhum estudo sobre estabilização de solos, é indispensável na análise do comportamento do solo artificialmente cimentado investigado, ter presentes conceitos fundamentais a cerca das alterações das propriedades mecânicas dos solos proporcionadas pela adição de cimento Portland.

Afortunadamente, o Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (CPGEC/UFRGS) já possui tradição em pesquisa nesta área do conhecimento. Entre outros trabalhos, é de enorme valia a criteriosa revisão da literatura sobre a estabilização de solos com cimento realizada por NÚÑEZ (1991) em sua dissertação de mestrado, onde são abordados aspectos relacionados com os mecanismos da estabilização, os solos apropriados para a estabilização e as modificações nas propriedades mecânicas das misturas. De igual importância é o estudo realizado por aquele autor sobre a estabilização com cimento de um solo residual de arenito Botucatu, o mesmo utilizado na presente pesquisa.

Nos itens subseqüentes, portanto, é apresentada uma breve revisão dos conceitos básicos que fundamentam a estabilização ou, em um sentido mais amplo, o tratamento de solos através da adição de cimento Portland, com ênfase para a modificação das suas propriedades mecânicas.

Ao final, o estudo realizado por NÚÑEZ (1991) sobre a estabilização com cimento do solo utilizado na presente pesquisa é revisado de forma detalhada.

2.2 - A ESTABILIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA COM CIMENTO PORTLAND

2.2.1 - Introdução

Denomina-se estabilização de solos, conforme definição apresentada por INGLES & METCALF (1972), a aplicação de processos e técnicas através dos quais se busca a melhoria das propriedades mecânicas de um determinado solo, especialmente daquelas relacionadas com resistência, deformação, permeabilidade e durabilidade. Como exemplo pode-se citar a estabilização por processos físico-químicos através da adição de cal, cimento, materiais betuminosos, etc.

O resultado da estabilização é, portanto, um novo material geotécnico, com propriedades próprias, capaz de preencher de maneira adequada as exigências para sua utilização.

A estabilização de solos — embora seja um processo utilizado de forma cada vez mais intensa nas diversas áreas da engenharia geotécnica, como por exemplo na contenção de maciços, na execução de fundações sobre solos moles, na prevenção da liquefação em areias, etc. — é uma área de conhecimento específica dentro da geotecnia historicamente ligada à engenharia rodoviária, uma vez que todo o seu arcabouço teórico-prático foi inicialmente desenvolvido visando o projeto e a execução de pavimentos.

Especificamente, a melhoria das características mecânicas dos solos pela adição de cimento Portland constitui um processo de larga utilização na execução de bases para pavimentos. Como conseqüência, inúmeros pesquisadores tem proporcionado ao longo das últimas décadas, um conjunto consistente de informações a respeito das alterações nas propriedades dos solos causadas pela adição de cimento Portland, com grande ênfase para os aspectos mineralógicos e físico-químicos do solo modificado (e.g. CATTON, 1940; HERZOG & MITCHELL, 1963; CROFT, 1967; INGLES & METCALF, 1972; CERATTI & CASANOVA, 1988; CERATTI, 1991, citado por NÚÑEZ, 1991).

Neste ponto, é importante abordar uma questão relacionada com a terminologia empregada no presente trabalho.

Diversos autores distinguem termos como *solo estabilizado*, *solo melhorado*¹, *solo modificado* e *solo tratado*, em função do maior ou menor grau de alteração nas propriedades do material.

NÚÑEZ (1991), por exemplo, utiliza os termos *solo estabilizado* e *solo melhorado* respectivamente para designar: (1) misturas de solo e aditivo (cal ou cimento) com características de durabilidade e resistência que permitam o seu emprego como base de pavimento rodoviário, e (2) misturas que, embora experimentem alterações em suas propriedades mecânicas, não apresentam, devido ao pequeno teor de aditivo, características suficientes para uso como base.

De acordo com INGLES & METCALF (1972), a adição de pequenas quantidades de cimento, de até 2%, irá modificar as propriedades dos solos, enquanto que quantidades maiores alterarão radicalmente as suas propriedades.

Em resumo, os processos de *modificação* e *estabilização* de solos diferem basicamente quanto aos incrementos de resistência e de durabilidade obtidos, em função da porcentagem de aditivo e do tempo de demora na compactação, podendo ser tratados (conceitualmente)² como um só processo.

2.2.2 - O Mecanismo da Estabilização

Segundo EL-RAWI et al. (1967), quando o cimento Portland é adicionado a um solo em presença de água, a cimentação resultante pode ser imaginada como sendo a combinação de dois tipos de ligações: (1) ligações mecânicas entre o cimento e a superfície rugosa dos grãos, e (2) ligações químicas desenvolvidas entre o cimento a superfície dos grãos.

¹ Cabe observar que nem sempre a adição de cimento, cal, etc., provoca a melhoria das características mecânicas do solo

² Nota do Autor

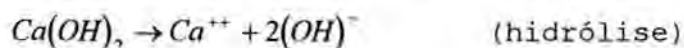
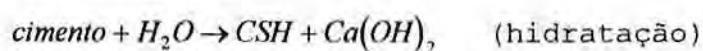
HERZOG & MITCHELL (1963) sugeriram que o processo de endurecimento do solo-cimento se deve à cimentação de partículas de solo pelos produtos da hidratação do cimento e pelos produtos de reações secundárias. A rigidez e a resistência do solo-cimento são atribuídas à formação de um esqueleto composto desses materiais através da massa de solo.

NISHIDA & KAWAMURA (1971) sugerem que, para solos predominantemente siltosos ou arenosos, a resistência alcançada por uma mistura solo-cimento deve-se principalmente às ligações químicas secundárias, tais como forças de Van der Waals.

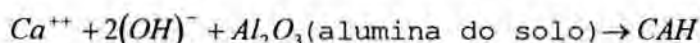
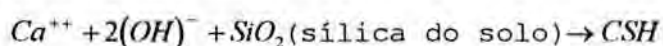
MOH (1965), citado por NÚÑEZ (1991), ao estudar a natureza dos produtos das reações secundárias a partir do quartzo, caolinita e silicato tri-cálcico, identificou a formação de silicatos e aluminatos de cálcio. Observou, ainda, a redução nos picos de difração do quartzo e do hidróxido de cálcio, o que parece provar que as superfícies das partículas de quartzo são dissolvidas no meio alcalino e convertidas em gel silicato.

Este autor apresenta de forma esquemática as reações que ocorrem em um sistema solo-cimento:

Reações primárias:



Reações secundárias:



onde *CSH* é o silicato hidratado de cálcio e *CAH* é o aluminato hidratado de cálcio.

CERATTI & CASANOVA (1988) dividem o processo de estabilização com cimento em duas fases distintas. A primeira consiste na hidrólise do cimento. Nesta etapa há a formação da cal, o *pH* se eleva a até aproximadamente 12 e a mobilidade da fase líquida é diminuída. Após alguns minutos se observa forte floculação. A segunda fase se caracteriza pela formação de substâncias

cimentantes sobre as superfícies das partículas de argila ou em sua vizinhança, causando a cimentação dos grãos de argila floculados nos pontos de contato.

2.2.3 - Materiais Apropriados para a Estabilização

Os materiais utilizados na estabilização com cimento são basicamente o solo, o cimento e a água. Além destes, outros elementos podem ser utilizados secundariamente visando aumentar a eficiência técnica e/ou econômica do processo, por exemplo, aumentando a trabalhabilidade do solo, diminuindo a quantidade de cimento necessária, reduzindo a ação de elementos deletérios à hidratação do cimento, minorando a perda de resistência causada pela demora na compactação, etc.

De acordo com INGLES & METCALF (1972), qualquer solo, com exceção daqueles altamente orgânicos, podem ter suas propriedades mecânicas melhoradas pela adição de cimento Portland. No entanto, algumas dificuldades verificadas com certos materiais, são relatadas pelos autores.

Solos que contém argilas muito expansivas, do tipo da montmorilonita, são difíceis de estabilizar pela adição de cimento de acordo com CROFT (1967). Ao pesquisar a influência da composição mineralógica do solo na estabilização com cimento, o autor concluiu que alguns argilominerais interferem na ação estabilizante do cimento. Solos caoliníticos ou ilíticos são mais apropriados para a estabilização com cimento do que solos com grandes quantidades de argilominerais expansivos. A ação do cimento reduz o *IP* e aumenta o *IC* dos solos.

EPPS, DUNLAP & GALLAWAY (1971), citados por NÚÑEZ (1991), afirmaram que o cimento deve ser usado como estabilizante de materiais com menos de 35% de seu peso seco passando na peneira 200, e com *IP* inferior a 20, isto é, solos dos grupos A-1, A-2 e A-3 da classificação da AASHTO.

A presença em excesso de matéria orgânica e de sais, especialmente sulfatos, bem como um *pH* ácido são fatores que inibem o desenvolvimento da resistência de misturas solo-cimento, pois

podem retardar ou mesmo impedir o processo de hidratação do cimento.

De acordo com INGLES & METCALF (1972), uma das razões pelas quais a matéria orgânica retarda a hidratação, é porque ela absorve preferencialmente os íons cálcio. Os autores apontam que o tipo e a quantidade de matéria orgânica são importantes e que 2% é considerado um limite superior seguro. Em relação ao tipo de matéria orgânica, CATTON (1940), citado por NÚÑEZ (1991), afirma que compostos orgânicos de alto peso molecular (celulose) tem pouco efeito na mistura ao passo que compostos de peso molecular mais baixo (dextrose, ácido nucléico) podem retardar a hidratação e impedir a ação do cimento.

Diversos autores (EPPS, DUNLAP & GALLAWAY, 1971; ROBBINS & MUELLER, 1960) citados por NÚÑEZ (1991) observaram uma relação entre o *pH* e a reatividade dos solos com o cimento. Solos com *pH* baixo não reagem normalmente com o cimento.

Quanto ao cimento Portland empregado para a estabilização, INGLES & METCALF (1972) afirmam que qualquer tipo pode ser utilizado, embora o uso do cimento comum seja o mais difundido. Cimentos de alta resistência inicial podem ser úteis em solos orgânicos devido ao seu maior teor de cálcio que pode contrabalançar a presença de matéria orgânica; agentes retardadores da pega podem ser utilizados para minorar o efeito da demora na compactação sobre a resistência das misturas; segundo BENTON (1960), citado por NÚÑEZ (1991), a utilização do cimento pozolânico parece ser parcialmente responsável pelo desenvolvimento mais lento da resistência de misturas de agregados com este tipo de cimento; cimentos de granulometria mais fina produzirão maiores resistências, mas em compensação, tenderão a produzir maior consumo de água, maior calor de hidratação e maior potencial de contração.

A utilização de água potável nas misturas solo-cimento é geralmente satisfatória. Segundo INGLES & METCALF (1972), a quantidade de água utilizada é determinada pelo teor de umidade ótimo para a compactação e não pela quantidade necessária para a hidratação do cimento. Na realidade, a quantidade de água

necessária para hidratar o cimento é muito pequena, em torno de um quarto do peso do cimento utilizado.

2.3 - ALTERAÇÕES NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS SOLOS

A adição de cimento ao solo provocará modificações substanciais nas propriedades geotécnicas do material. De forma geral, a resistência e a rigidez irão aumentar, a compressibilidade diminuirá, os limites de consistência serão alterados, a permeabilidade será reduzida nos solos granulares mas aumentará nos solos argilosos e a durabilidade medida em ciclos de molhagem e secagem aumentará.

O maior ou menor grau e a velocidade de modificação das propriedades do solo dependerá das características específicas do solo, do teor de aditivo, da quantidade de água, do tipo e do grau de compactação, ou seja, da densidade obtida na compactação, da demora na compactação, do tipo e do tempo de cura, do grau de pulverização, no caso de solos argilosos, e da eficiência da mistura.

Se o solo apresentar características plásticas, a adição de cimento provocará uma diminuição do seu *IP*, em razão principalmente do aumento do *LP*. Em alguns solos, o *LL* poderá aumentar de forma semelhante ao *LP* fazendo com que o *IP* permaneça inalterado.

Nos solos granulares existirá uma tendência à contração ao passo que nos solos argilosos haverá uma redução significativa da expansibilidade.

Quanto à compactação, KÉZDI (1979), citado por NÚÑEZ (1991), observou que a umidade ótima e o peso específico aparente seco máximo não são muito afetados pela adição de cimento. O peso específico aumenta se o solo for arenoso, não se modifica para argilas de baixa a média plasticidade, aumenta levemente no caso de argilas plásticas e sofre pequena redução para siltes.

Quanto ao tipo de cura, conforme METCALF (1963) citado por INGLES & METCALF (1972), pode-se afirmar genericamente que a temperatura acelera o ganho de resistência, ao passo que a imersão,

particularmente em solos argilosos, reduz a resistência (STOCKER, 1963, citado por INGLES & METCALF, 1972). AKPOKODJE (1985), citado por NÚÑEZ (1991), afirmou que a perda de resistência pela imersão está relacionada à granulometria do solo e ao tipo de argilomineral presente, e atribui a maior perda em solos argilosos à maior capacidade de adsorção de água por parte da fração fina do solo.

KÉZDI (1979), citado por NÚÑEZ (1991), afirma ainda que o solo se torna muito mais sensível aos efeitos da água, uma vez que há uma aproximação dos dois ramos da curva de compactação em relação à curva do solo. Desta maneira, pequenas variações do teor de umidade podem alterar acentuadamente o peso específico aparente seco obtido na compactação.

De acordo com EL-RAWI et al. (1967), a resistência à compressão simples é a propriedade mais utilizada para caracterizar misturas de solo e cimento, indicando o grau de reação entre os componentes da mistura e sua evolução com o tempo.

O aumento da resistência se dá geralmente de forma linear em relação ao teor de cimento. INGLES & FRYDMAN (1966), citados por NÚÑEZ (1991), demonstraram, por outro lado, que o logaritmo da resistência é linearmente proporcional à densidade da mistura, podendo ser expressa esta relação por uma função do tipo:

$$S = A.e^{bD} \quad (2.1)$$

onde S é a resistência, D é a densidade e A e b são constantes.

Outros fatores, no entanto, tem influência significativa na resistência final do solo estabilizado.

Se observa em praticamente todos os estudos, que a resistência aumenta com o tempo de cura. Este fato é geralmente atribuído aos produtos cimentantes resultantes de reações secundárias entre a cal liberada na hidratação do cimento e os argilominerais do solo. AKPOKODJE (1985), citado por NÚÑEZ (1991), ao estudar o comportamento de alguns solos australianos, concluiu que o ganho de resistência com o tempo é influenciado pela textura e composição mineralógica dos solos.

Um aspecto importante refere-se à queda observada na resistência das misturas com a demora na compactação. Conforme explicam INGLES & METCALF (1972), a demora na compactação permite a formação de grumos no solo em decorrência da hidratação do cimento, fazendo com que a compactação se torne mais difícil e a densidade obtida seja menor.

O efeito do teor de umidade de moldagem sobre a resistência à compressão simples foi estudado por diversos autores (e.g. FELT, 1955; EL-RAWI et al., 1967). FELT (1955) mostrou que a resistência aumenta até encontrar um valor máximo a partir do qual ela decresce. Segundo os autores, desde que somente uma parte da água é requerida para a hidratação do cimento, qualquer água adicional causa uma redução na resistência, de forma análoga ao que ocorre com o concreto.

Em função da cimentação, as misturas solo-cimento apresentam resistência à tração e, conforme METCALF (1962), citado por INGLES & METCALF (1972), quando o corpo de prova é compactado na umidade ótima e peso específico máximo, a resistência à tração atinge um valor de aproximadamente 10% da resistência à compressão simples.

2.4 - ESTABILIZAÇÃO DO SOLO RESIDUAL DE ARENITO BOTUCATU

Em um estudo sobre a estabilização de um solo residual de arenito da formação Botucatu com cimento Portland, o mesmo utilizado no presente trabalho, NÚÑEZ (1991) investigou as modificações ocorridas nas propriedades mecânicas das misturas ao variar o teor de cimento (3, 5 e 11%), o tempo de cura (7, 14 e 28 dias) e a energia de compactação (Proctor Normal e Intermediária).

De acordo com os resultados apresentados, as três variáveis estudadas influenciaram significativamente o desenvolvimento da resistência das misturas. O autor afirma que quanto maior a quantidade de cimento disponível, maior será a quantidade de produtos cimentantes primários de hidratação e também maior será a quantidade de cal liberada para a formação dos produtos cimentantes secundários nas reações com os argilominerais presentes no solo.

A adição de cimento provocou uma ligeira elevação imediata do LL , o que segundo KÉZDI (1979), citado pelo autor, é normal para solos com LL menor do que 40%. Com o decorrer do tempo de cura solta, as misturas com 3 e 5% de aditivo tiveram o seu LL estabilizado, enquanto que a mistura com 11% tornou-se não-líquida após 7 dias de cura. Já o LC aumentou continuamente com o passar do tempo, diminuindo assim o potencial de contração do material quando submetido à variações do teor de umidade. Quanto ao LP , a adição de somente 3% de cimento tornou a mistura não-plástica.

As características de compactação sofreram alterações com a adição de cimento. De maneira geral, o peso específico aparente seco máximo diminuiu e a umidade ótima aumentou. No entanto, as curvas de compactação obtidas para a energia Proctor Normal não mostraram um padrão de comportamento definido.

Ao analisar os resultados de resistência à compressão simples (q_u), NÚÑEZ (1991) observou valores de até 3909 kN/m² nas misturas com 11% de cimento. A resistência à compressão simples evoluiu linearmente com o teor de aditivo e com o logaritmo do tempo de cura dentro dos intervalos estudados.

Foi observado pelo autor que, embora a dispersão dos resultados, q_u não foi significativamente afetada pelo tempo de cura para o menor teor de aditivo (3%). Para teores maiores, a relação entre q_u aos 28 dias e aos 7 dias chegou a 1,4. A resistência inicial, aos 7 dias, pode ser atribuída às reações primárias de hidrólise e hidratação do cimento. NÚÑEZ (1991) levanta a hipótese de que a adição de 3% de cimento não teria sido suficiente para que ocorressem reações secundárias significativas.

Um fator relatado por NÚÑEZ (1991) refere-se à demora na compactação, que reduziu em até 60% o valor da resistência à compressão simples das misturas.

Analisando resultados de ensaios de compressão diametral, foram observados valores expressivos de resistência à tração (q_{ut}), chegando a 520 kN/m² para o teor de 11%. O autor observou uma relação q_{ut}/q_u bastante homogênea, em média igual a 0,135.

CAPÍTULO 3

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MATERIAIS GEOTÉCNICOS CIMENTADOS

3.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

De acordo com GENS & NOVA (1993), do ponto de vista do comportamento mecânico, solos cimentados, rochas brandas e outros materiais similares, constituem uma classe de materiais situados em uma área intermediária entre a Mecânica dos Solos tradicional e a Mecânica das Rochas. Segundo os autores, isto é visível quando se considera a relativa ausência de teorias e modelos matemáticos capazes de integrar o comportamento de todos estes materiais de uma maneira consistente e unificada.

Recentemente, no entanto, importantes contribuições nesta área tem sido realizadas, destacando-se, entre outros, o trabalho conceitual apresentado por LEROUEIL & VAUGHAN (1990), a partir da observação de resultados experimentais publicados por diversos autores. Neste contexto, são igualmente importantes os trabalhos experimentais realizados, entre os quais destacam-se os apresentados por CLOUGH et al. (1979, 1981) para areias cimentadas.

LEROUEIL & VAUGHAN (1990) propõem uma revisão conceitual sobre o comportamento tensão-deformação de materiais naturais de origem residual ou sedimentar, e que são genericamente tratados na engenharia geotécnica como solos. A idéia central do trabalho baseia-se na observação de que todos esses materiais apresentam características semelhantes, devido à existência de uma estrutura na qual as partículas apresentam ligações entre si (*bonded structure*), de forma similar à que é encontrada nas rochas brandas porosas. Embora esta estrutura possa ser originada por processos de diferentes naturezas, os seus efeitos seguem um modelo básico

simples, envolvendo um comportamento inicial rígido seguido de plastificação (*yield*), que pode ser descrita de maneira similar ao que ocorre devido ao processo de pré-adensamento.

Os modelos clássicos da Mecânica dos Solos envolvem os conceitos de *densidade inicial* e suas subseqüentes modificações devido a *história de tensões*. No entanto, hoje já se admite que a resistência e a rigidez da maioria dos solos naturais (argilas moles, argilas fortemente adensadas, areias, solos residuais) bem como de rochas brandas e alteradas, não podem ser explicadas somente considerando-se estes dois fatores. Os autores concluem que a *estrutura* e seus efeitos sobre o comportamento geotécnico, devem ser tratados como um conceito básico da Mecânica dos Solos, da mesma forma e com a mesma importância que a *história de tensões* e a *densidade inicial*.

Neste contexto, procurou-se na presente revisão de literatura, abordar o comportamento mecânico de materiais geotécnicos cimentados, com ênfase para os aspectos relacionados com a compressibilidade, rigidez inicial, resistência ao cisalhamento, modo de ruptura e comportamento no estado último, especialmente de solos granulares cimentados, naturais e artificiais, e de rochas brandas porosas de natureza granular. Embora não seja objetivo do presente trabalho, a aplicação de modelos constitutivos, uma breve revisão sobre o tema é apresentada, visando fornecer elementos para a discussão sobre previsão do comportamento mecânico do solo cimentado, apresentada ao final do presente trabalho.

3.2 - VARIÁVEIS DO COMPORTAMENTO MECÂNICO

CLOUGH et al. (1981) sugerem que os principais fatores do comportamento de uma areia cimentada são: a natureza e quantidade de agente cimentante, a densidade, a tensão de confinamento, a distribuição granulométrica e o arranjo estrutural dos grãos.

De acordo com GENS & NOVA (1993), o comportamento é afetado pela história geológica e pela história de tensões e deformações,

também dependendo da taxa de deformação, da temperatura e da orientação do solo em relação às tensões principais.

Alguns autores demonstram que a composição mineralógica do solo cimentado é fator determinante do seu comportamento (e.g. BRESSANI, 1990). O grau de saturação também é relatado, em alguns casos (e.g. O'ROURKE & CRESPO, 1988), como sendo um fator importante.

Embora este fator não seja considerado no presente trabalho, diversos autores (e.g. ADACHI & TAKASE (1981); OHTSUKI et al., 1981) demonstram que o comportamento de rochas sedimentares brandas é dependente do tempo (*creep*).

3.3 - COMPRESSÃO

Alguns autores (BURLAND, 1990 e LEROUEIL & VAUGHAN, 1990, citados por AVERSA et al., 1993) mostraram que as curvas de compressão de alguns solos naturais, no estado indeformado, podem penetrar o espaço dos "estados impossíveis", isto é, além da superfície limite de estado representada pela curva de compressão normal do solo remoldado. Este fato tem sido explicado pela presença de ligações entre as partículas. Segundo MACCARINI (1989), a cimentação permite a existência de estruturas porosas, as quais não poderiam existir no estado desestruturado.

De acordo com LEROUEIL & VAUGHAN (1990), o conceito de plastificação (*yielding*) desenvolvido para descrever os efeitos da história de tensões em argilas sedimentares (ROSCOE et al., 1958 e SCHOFIELD & WROTH, 1968, citados pelos autores) é igualmente aplicável para solos estruturados. O ponto de plastificação (*yield point* ou *yield stress*) corresponde a uma descontinuidade no comportamento tensão-deformação sob variações monotônicas de tensão e a plastificação da estrutura é caracterizada por uma mudança irreversível na rigidez e resistência do material. É denominada superfície de plastificação (*yield surface* ou *yield locus*) o local geométrico, no espaço $p':q$ por exemplo, dos pontos de plastificação do material correspondentes às possíveis combinações entre p' e q .

Após um trecho inicial rígido, o material atinge um ponto de plastificação, a partir do qual a curva do solo cimentado converge gradualmente para a linha de compressão do solo desestruturado (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).

Comportamento idêntico tem sido observado, na compressão isotrópica e K_0 de outros de materiais cimentados, por CUCCOVILLO & COOP (1993), COOP & ATKINSON (1993), HUANG & AIREY (1993), entre outros.

COOP & ATKINSON (1993) postulam que o solo cimentado apresenta um ponto de plastificação mais pronunciado em relação ao solo não cimentado, e que, segundo ALLMAN & POULOS (1988), citados pelos autores, aumenta com o aumento da cimentação.

YOSHINAKA & YAMABE (1981), ao analisarem 16 curvas de consolidação ($e: \log p'$) de diversas rochas brandas e solos com índices de vazios iniciais variando entre 0,34 e 1,21, identificaram dois padrões distintos de comportamento. No primeiro padrão, característico dos materiais com índices de vazios mais elevados, existe um ponto de plastificação p_y (yield point) perfeitamente definido e que, segundo YOSHINAKA & YAMABE, geralmente corresponde ao valor da resistência à compressão simples q_u . A compressibilidade muda bruscamente a partir de p_y e, abaixo deste limite, parece depender diretamente da resistência das ligações de cimentação. No segundo padrão observado, característico das rochas com menor índice de vazios (0,3-0,5) não existe uma clara distinção de p_y . Ao comparar este comportamento com aquele observado nos solos não cimentados, os autores concluem que as propriedades obtidas nas curvas de consolidação das rochas brandas ($p_y, C_c = de/\log dp'$) dependem não somente da densidade inicial e da história de tensões, mas também da cimentação e de fatores de natureza geológica.

HUANG & AIREY (1993) observaram, para areias carbonáticas cimentadas, que a cimentação causa um deslocamento da curva de compressão normal. No entanto, em contraste com outros estudos

(e.g. COOP & ATKINSON, 1993), a pressão de pré-adensamento aparente não foi afetada pela cimentação. Isto pode ser devido, segundo os autores, às densidades mais elevadas utilizadas no estudo, diminuindo a importância relativa da cimentação. No entanto, os autores observaram o aumento da rigidez inicial com a cimentação.

CUCCOVILLO & COOP (1993), ao analisarem o comportamento na compressão isotrópica de areias carbonáticas cimentadas, concluem que a extensão do movimento do estado do solo (p', e) além da superfície limite de estado, depende da relação entre resistência da cimentação e índice de vazios.

AVERSA (1991), citado por AVERSA et al. (1993), observa que se a tensão de plastificação (*yield stress*) relacionada com a porosidade, é maior do que aquela relacionada à cimentação, uma primeira quebra da estrutura pode ocorrer dentro da superfície limite do solo desestruturado, obscurecendo o efeito da cimentação.

Observações similares foram relatadas por MACCARINI (1987), para um solo artificial cimentado com porosidades e graus de cimentação variáveis. Em particular, no caso de solos fracamente cimentados, um primeiro ponto de plastificação dentro do espaço "pré-adensado" foi observado. BRESSANI (1993), a partir de ensaios K_0 , também observou dois pontos de plastificação na curva de consolidação de uma margam (*Corinth marl*).

O comportamento de materiais geotécnicos cimentados em ensaios K_0 foi descrito por LEROUEIL & VAUGHAN (1990). Segundo os autores, dentro da superfície de plastificação os materiais mostram um comportamento rígido, com trajetórias de tensões consistentes com materiais elásticos com baixos coeficientes de Poisson; tipicamente, eles encontram a superfície de plastificação próximo à envoltória de ruptura; após, a compressibilidade aumenta marcadamente e, quando a estrutura é destruída, a trajetória de tensões migra em direção àquela do solo não cimentado com $K_0 \approx 1 - \text{sen } \phi'$. Este comportamento foi observado pelos autores para argilas sensíveis, solos artificialmente cimentados, rochas brandas e solos residuais.

A desestruturação do solo após o ponto de plastificação, parece ser um longo e contínuo processo, que é completado somente após grandes deformações (AVERSA et al., 1993; CUCCOVILLO & COOP, 1993). VAUGHAN et al. (1988), citados por COOP & ATKINSON (1993), sugerem que mesmo após a matriz de cimentação ter sido totalmente quebrada, uma compressão adicional considerável seria necessária para estabelecer, para o solo cimentado, a mesma estrutura do solo não cimentado.

De acordo com MACCARINI (1989) a transição da estrutura cimentada para uma desestruturada passa por estágios intermediários, entre os quais os dois mais importantes são (1) o ponto de início de quebra das cimentações e (2) o segundo ponto de quebra, que ocorre quando a tensão aplicada às cimentações iguala-se à resistência das cimentações. Após, a resistência das cimentações diminui simultaneamente com as tensões aplicadas e as curvas de compressão das amostras cimentada e desestruturada tendem a convergir. MACCARINI (1989) demonstrou o caráter gradual do processo de quebra das cimentações através da análise da variação da perda de resistência à compressão diametral com a deformação volumétrica em ensaios de compressão isotrópica e anisotrópica.

AIREY (1993) relatou o comportamento na compressão isotrópica de amostras de areias carbonáticas naturais, fracamente cimentadas. De acordo com o autor, no descarregamento, todas as amostras apresentaram um comportamento muito rígido ($\kappa = 0,006$). A resposta durante um ciclo descarregamento-recarregamento se aproxima de um comportamento linear elástico, onde haveria uma relação linear entre a pressão efetiva média p' e o módulo volumétrico B (*bulk modulus*). Esta resposta parece não depender do grau de cimentação, uma vez que não foi afetada pelo fato do descarregamento começar antes ou depois do ponto de plastificação (*yield point*). Por outro lado, a relação entre a pressão efetiva média e o módulo volumétrico foi afetada pelo estado inicial da amostra. O autor salienta que os dados obtidos foram insuficientes para se determinar a influência da densidade e do grau de cimentação sobre o módulo volumétrico. Contudo, segundo HUANG & AIREY (1993), o efeito da cimentação no valor de κ , e portanto no módulo volumétrico parece ser pequeno.

3.4 - CISALHAMENTO

3.4.1 - Comportamento Pré-ruptura

a) Rigidez Inicial, Módulos de Deformação e Plastificação

Um dos efeitos mais notáveis da cimentação sobre o comportamento mecânico de materiais geotécnicos é o aumento da rigidez inicial. Diversos autores tem estudado o comportamento rígido de materiais cimentados à pequenas deformações (e.g. AKAI et al., 1981; BRESSANI, 1990, 1993; HIGHT & JARDINE, 1993; TATSUOKA et al., 1993; KIM et al., 1994; BRESSANI et al., 1994).

Ao analisarem o processo de transferência de energia durante o cisalhamento de rochas brandas, AKAI et al. (1981) observaram que: (1) mesmo nos estágios iniciais, existe uma parcela de energia dissipada, não havendo, portanto, comportamento genuinamente elástico do material; (2) o pico de carga corresponde ao máximo de energia armazenada no corpo-de-prova, a qual decresce a partir deste ponto; (3) quanto menor a tensão de confinamento, maior é a taxa de decréscimo da parcela de energia elástica após o pico, o que significa que uma maior parte do trabalho realizado pelo carregamento externo é gasta na formação da superfície de ruptura; (4) a energia elástica, após o pico, converge para um valor diferente de zero, indicando a existência de porções elásticas de deformação mesmo no estado último.

TATSUOKA et al. (1993) realizaram ensaios triaxiais em rochas sedimentares e rochas artificiais brandas, com medida local de deformação com capacidade para medir deformações axiais menores do que 0,001%. No estágio inicial ($\varepsilon_1 < 0,001\%$), as deformações são reversíveis e independentes da taxa de deformação, caracterizando um comportamento elástico. Além deste limite, os materiais exibem considerável não-linearidade. O módulo de Young máximo determinado nos ensaios triaxiais é muito similar àquele determinado no campo através da medição da velocidade de ondas de cisalhamento. Segundo os autores, o efeito da tensão de confinamento sobre a rigidez inicial foi desprezível para rochas argilosas e considerável para rochas granulares.

Comportamento similar é relatado por KIM et al. (1994). Segundo os autores, o módulo de Young aplicável à problemas práticos de projeto pode ser menor que o módulo elástico máximo (E_0). No entanto, é improvável que seja muito menor do que $E_0/2$. A relação entre módulo máximo e resistência à compressão triaxial (E_0/q_{rup}) para as rochas sedimentares brandas consideradas no estudo, variou tipicamente na faixa de 400 a 1000. Este resultado, segundo os autores, está de acordo com valores relatados para outros materiais geomecânicos naturais.

YOSHINAKA & YAMABE (1981), ao analisarem resultados de ensaios de compressão simples realizados sobre rochas sedimentares argilosas juntamente com ensaios triaxiais UU de algumas argilas, observaram uma consistente relação linear entre a resistência à compressão simples q_u e o módulo de Young E determinado nesta condição ($\sigma'_3=0$), para uma ampla faixa de valores de resistência.

Em relação ao trecho inicial supostamente elástico, alguns autores tem relatado valores para o coeficiente de Poisson na faixa de 0,1 a 0,3 (e.g. REINHOLD, 1955; BALMER, 1958; O'ROURKE & CRESPO, 1988; REDDY & SAXENA, 1992; RUMPELT & SITAR, 1993).

MARTINS (1994) e BRESSANI et al. (1994) estudaram a influência, em ensaios triaxiais, de diferentes trajetórias de tensões no espaço $p':q$ sobre a variação da rigidez de um solo arenoso cimentado natural. Os resultados mostraram que o módulo secante para pequenas deformações é diretamente influenciado pela direção das trajetórias de tensões.

ACAR & EL-TAHIR (1986) e SAXENA & LASTRICO (1988) mostraram, para areias cimentadas, que baixos níveis de cimentação aumentam significativamente o módulo de cisalhamento dinâmico para pequenas deformações. De acordo com SAXENA & LASTRICO (1988), os principais fatores que governam o comportamento dinâmico de areias cimentadas são o grau de cimentação, a tensão de confinamento e a densidade.

CHANG & WOODS (1992) estudaram o efeito da cimentação no módulo de cisalhamento de areias cimentadas. Os resultados, segundo

os autores, mostram claramente que o módulo de cisalhamento sempre cresce com o incremento da cimentação. No entanto, o gradiente desta variação não é constante. Além do grau de cimentação, as características granulométricas do solo e as propriedades do material cimentante também afetam o valor do módulo. Os autores postulam que o aumento do módulo de cisalhamento do solo cimentado normalizado pelo módulo do solo não cimentado, pode ser interpretado através das contribuições de dois fatores: (1) a redução do índice de vazios pelo preenchimento parcial ou total dos poros pelo material cimentante e (2) o enrijecimento do esqueleto do solo.

O'ROURKE & CRESPO (1988) observaram, para uma areia siltosa vulcânica artificialmente cimentada, um decréscimo do módulo de deformação inicial com o aumento do grau de saturação. De acordo com os autores, o aumento do grau de saturação parece ter amolecido a matriz silto-argilosa do solo, causando diminuição da coesão entre as partículas. No entanto, parece mais provável que a influência do grau de saturação observada seja devida principalmente à redução da sucção existente no material.¹

Um outro aspecto importante do comportamento do solo cimentado diz respeito à variação da rigidez com as deformações e com a tensão de confinamento. BRESSANI (1990), ao estudar o comportamento de um solo artificial cimentado com diferentes composições, graus de cimentação e índices de vazios, estabeleceu algumas observações a este respeito. Todos os ensaios triaxiais realizados mostraram o mesmo modelo: o decréscimo da rigidez, representada pelo módulo secante, com o logaritmo das deformações axiais. A fim de normalizar o efeito da tensão de confinamento, o autor analisou a variação da relação E/σ'_3 com a tensão de confinamento. Para baixas tensões de confinamento, a rigidez normalizada observada foi bastante alta, comparável a valores para rochas brandas. Os resultados da análise, mostraram que o solo artificial exhibe uma queda na rigidez normalizada com a tensão de confinamento, a qual não é comum para solos não cimentados. O autor observou que a variação do módulo secante, em termos absolutos, não é função direta da tensão de confinamento, dependendo do grau de

¹ Nota do Autor

cimentação, do índice de vazios e da composição mineralógica do solo.

De acordo com CLOUGH et al. (1981), o módulo de deformação tangente inicial para areias cimentadas pode ser relacionado com a pressão de confinamento, da mesma forma que para areias não cimentadas, pela expressão $E_t = K.p_a.(\sigma_3/p_a)^n$, onde p_a é a pressão atmosférica. Em geral, os valores observados de K aumentaram e os valores de n diminuíram com o aumento do nível de cimentação. Comportamento similar foi observado para outros solos granulares cimentados por AKINMUSURU, 1987; O'ROURKE & CRESPO (1988), MAHER & HO (1993).

LEROUEIL & VAUGHAN (1990) descrevem os aspectos gerais do comportamento de solos cimentados (estruturados) relacionados com a plastificação (*yield*). Até o ponto de plastificação, o comportamento é bastante rígido, mas não necessariamente elástico, uma vez que uma parcela da estrutura pode ser perdida em função da variação das tensões dentro da superfície de plastificação. VAUGHAN et al. (1988), citado pelos autores, sugerem que um ponto de plastificação inicial ocorre para tensões menores que aquela correspondente ao ponto de plastificação primário. Com o aumento do grau de cimentação, do índice de vazios e da tensão de plastificação, o ponto de plastificação torna-se cada vez mais abrupto. A magnitude da tensão de plastificação e a forma da superfície de plastificação refletem a influência da densidade e da cimentação. LEROUEIL & VAUGHAN (1990) apresentam curvas de plastificação típicas de materiais estruturados. Elas são mais ou menos centradas na linha K_0 para argilas sedimentares, as quais possuem estrutura anisotrópica devido à consolidação, ou centradas na linha isotrópica para rochas brandas e solos residuais. Os autores identificam três partes distintas na superfície de plastificação, onde a plastificação ocorre de modos diferentes. A primeira delas, denominada "plastificação na compressão", é quando a plastificação ocorre antes da ruptura devido ao aumento das tensões efetivas médias e das tensões de cisalhamento; a segunda é denominada "plastificação no cisalhamento", quando a plastificação ocorre praticamente junto com a ruptura, e finalmente a

"plastificação na expansão", quando a plastificação ocorre antes da ruptura devido à incapacidade do solo de suportar a energia de deformação armazenada.

BRESSANI et al. (1994) observaram, para um solo arenoso cimentado natural, uma superfície de plastificação similar a de outros materiais naturais e uma clara mudança de comportamento após o ponto de plastificação.

AIREY (1993) observou o comportamento tensão-deformação de areias carbonáticas cimentadas naturais, a partir de ensaios triaxiais convencionais drenados e não-drenados e de ensaios com trajetórias de tensões controladas, com medição externa de deformações. O autor relata que a deformação axial aumenta linearmente até o ponto de plastificação (*yield point*), enquanto as deformações radiais aumentam linearmente somente até a tensão desvio correspondente a 50% da tensão de plastificação (*yield stress*). Uma explicação para este fato é apresentada pelo autor, baseada no comportamento observado em diversas rochas (FARMER, 1983 citado pelo autor). Para as rochas, o desvio da linearidade é associado à formação de microfissuras, cujo crescimento ocorre de forma estável abaixo do ponto de plastificação e de forma rápida e progressiva acima deste ponto, com as fissuras, ou unindo-se para formar uma microfissura (ruptura frágil), ou ocorrendo de forma uniforme ao longo de toda a amostra (ruptura dúctil). Um mecanismo similar é proposto pelo autor para os solos cimentados em geral: o desvio da linearidade é associado com a quebra das ligações mais fracas e mais solicitadas. Até o ponto de plastificação uma quebra cada vez mais rápida e progressiva das ligações ocorre. O ponto a partir do qual ocorre o desvio da linearidade corresponde ao limite do comportamento realmente elástico, enquanto que o ponto de plastificação marca o limite do comportamento rígido, detectável a partir de uma mudança na curva tensão-deformação. Segundo AIREY (1993), a cimentação tem dois efeitos principais sobre o comportamento mecânico do solo: aumenta o módulo cisalhante e o tamanho da superfície de plastificação. Foi verificada ainda, a existência de uma região de comportamento elástico, na qual o módulo de cisalhamento é constante e o módulo volumétrico (*bulk modulus*) varia linearmente com a pressão efetiva média.

HUANG & AIREY (1993) relatam comportamento similar para o mesmo tipo de solo cimentado. Um aspecto interessante observado diz respeito a influência da cimentação em relação à densidade. Segundo os autores, a medida que a densidade aumenta, diminui a importância relativa da cimentação na plastificação do solo. Esta conclusão é surpreendente, uma vez que para densidades mais altas existem mais pontos de contato entre as partículas; também a resistência à compressão simples mostra que a efetividade da cimentação aumenta com a densidade. Isto sugere, segundo os autores, que a cimentação é relativamente fraca e que ela é menos efetiva para tensões intergranulares mais elevadas, as quais são necessárias para causar a plastificação em solos mais densos.

YOSHINAKA & YAMABE (1981) observaram que rochas com elevados valores de resistência à compressão simples e pressão de pré-adensamento, a despeito de um índice de vazios alto, cujo comportamento é altamente dependente da cimentação, apresentam uma estrutura sensitiva, uma vez que quando a tensão efetiva média ultrapassa um valor limite, as propriedades mecânicas do material são marcadamente afetadas, em função do processo de quebra da cimentação que pode ocorrer tanto durante a compressão isotrópica como durante o cisalhamento. Além da redução dos módulos de deformação, isto foi verificado através da queda da resistência ao cisalhamento após descarregamento e recarregamento nos ensaios triaxiais.

b) Resistência

Segundo SAXENA & LASTRICO (1978), o comportamento do solo pode ser compreendido se as três componentes da resistência ao cisalhamento — coesão, dilatância e fricção — forem bem compreendidas. A coesão inclui qualquer cimentação natural ou artificial ou ligações entre as partículas. A fricção e a dilatância são difíceis de separar mas são ambas função direta da pressão efetiva normal atuante no plano de cisalhamento. No caso de solos cimentados, a parcela da coesão é predominante para pequenas deformações. Além de certa deformação, há uma gradual quebra das cimentações e a resistência friccional começa a predominar. Após a

ruptura, com a quebra total da matriz de cimentação, a resistência ao cisalhamento é de natureza inteiramente friccional.

LADE & OVERTON (1989) acrescentam mais dois componentes da resistência ao cisalhamento dos solos cimentados àqueles citados por SAXENA & LASTRICO (1978): (1) a quebra dos grãos e (2) a remoldagem. No entanto, de acordo com os autores, estes são difíceis de distinguir e quantificar.

CLOUGH et al. (1979, 1981), ao estudarem o comportamento de areias cimentadas naturais e artificiais, concluíram que: (1) a resistência de pico aumenta na proporção direta do grau de cimentação; (2) as envoltórias de ruptura são essencialmente lineares na faixa de tensões confinantes usuais, podendo ser representadas por retas; (3) o intercepto de coesão é influenciado tanto pelo grau de cimentação como pela densidade relativa; (4) o ângulo de atrito parece não ser influenciado pelo grau de cimentação, mas sim pela densidade relativa e pelo arranjo das partículas, representando portanto uma componente friccional da resistência; o valor do ângulo de atrito do solo cimentado é da mesma ordem de grandeza do ângulo do solo não cimentado. De acordo com os autores este comportamento é consistente com o relatado por MITCHELL (1976), citado pelos autores, para solos estabilizados com cimento.

Comportamento idêntico foi observado por diversos autores para outros solos granulares cimentados (e.g. BALMER, 1958; ACAR & EL-TAHIR, 1986; RAD & TUMAY, 1986; AKINMUSURU, 1987; O'ROURKE & CRESPO, 1988).

Outros autores (e.g. WISSA et al., 1965, citado por LADE & OVERTON, 1989; DUPAS & PECKER, 1979; LADE & OVERTON, 1989; AKILI & AL-JOULANI, 1988; JURAN & RICCOBONNO, 1991), embora o comportamento geral observado seja consistente com o relatado por CLOUGH et al. (1979, 1981), divergem quanto à influência do grau de cimentação no ângulo de atrito.

LADE & OVERTON (1989), ao estudarem o comportamento de um solo granular bem graduado artificialmente cimentado (0, 6 e 12% de

cimento Portland) em uma ampla faixa de tensões de confinamento (0 até 10,35 MN/m²), mostraram que o aumento da cimentação, para baixas tensões de confinamento, resulta em aumento da coesão e da resistência à tração, bem como do ângulo de atrito. Além disso, as envoltórias de ruptura são inicialmente curvas. A medida que a tensão de confinamento aumenta, em uma faixa intermediária, as envoltórias tornam-se paralelas e, para elevadas tensões, tendem a se cruzarem, de tal forma que o solo sem cimento torna-se mais resistente que os solos cimentados.

LADE & OVERTON (1989) analisaram o efeito da cimentação sobre o ângulo de atrito considerando a correção dos dados para o efeito da dilatância, através da aplicação sobre o valor de σ'_1/σ'_3 da redução implícita na teoria da tensão-dilatância (ROWE, 1962, 1971, citado pelos autores) ou da redução da energia proposta por BISHOP (1954), citado pelos autores. A correção dos dados indicou uma componente friccional essencialmente constante, independente do grau de cimentação e da pressão de confinamento, confirmando o modelo mecanístico de Lambe para solos cimentados. De acordo com este modelo, o aumento no ângulo de atrito é causado por um aumento na taxa de dilatância, que por sua vez, é causado pelo maior intertravamento (*interlocking*) proporcionado pelos grãos maiores formados a partir da cimentação dos grãos menores.

De acordo com LADE & OVERTON (1989), é pouco provável que a areia uniforme fracamente cimentada estudada por CLOUGH et al. (1979, 1981), que apresenta envoltórias lineares caracterizadas por um único ângulo de atrito, se comporte de acordo com o modelo mecanístico de Lambe. Esta areia, na realidade, deve comportar-se como um arranjo de partículas discretas cimentadas somente nos contatos intergranulares, não havendo, portanto, aumento da taxa de dilatância em função de um maior intertravamento. O efeito da cimentação nesse caso, é similar àquele observado no estudo realizado pelos autores para a faixa intermediária de tensões, onde as envoltórias são essencialmente paralelas.

Envoltórias curvas para materiais geotécnicos cimentados tem sido observadas também por outros autores (e.g. DOBEREINER & FREITAS, 1986; REDDY et al., 1992; PAPANTONOPOULOS & ATMATZIDIS,

1993). De acordo com REDDY et al. (1992), a forma da envoltória de ruptura para areias cimentadas, no plano octaédrico é cônica com seção transversal triangular com vértices curvos, similar àquela proposta por LADE & DUNCAN (1973), citados pelos autores, para areias.

Outro aspecto relevante do comportamento de solos cimentados é a resistência à tração resultante da cimentação. Diversos autores tem relacionado a resistência à tração com a resistência à compressão simples (e.g. KOLIAS & WILLIAMS, 1978; CLOUGH et al., 1981; O'ROURKE & CRESPO, 1988; DASS et al., 1994). Esta relação parece ser aproximadamente constante para um determinado tipo de solo. CLOUGH et al. (1981) relatam, para areias cimentadas, que a resistência à tração é aproximadamente 10% da resistência à compressão simples. Já O'ROURKE & CRESPO (1988) relatam valores na faixa de 18 a 29% para um solo vulcânico artificialmente cimentado.

c) Deformações Volumétricas

YOSHINAKA & YAMABE (1981) observaram, para diversas rochas sedimentares brandas, que as deformações volumétricas durante o cisalhamento obedecem a padrões distintos de comportamento dependendo do nível de tensões confinantes atuante. Na faixa de tensões onde o material apresenta comportamento frágil, as deformações volumétricas podem ser separadas em dois estágios: (1) uma compressão inicial até um ponto próximo à ruptura e (2) na seqüência, um comportamento expansivo, cuja taxa de dilatação decresce gradualmente a medida que o cisalhamento progride, tendendo finalmente a um estado último onde não há variação volumétrica. Por outro lado, quando as tensões de confinamento aumentam além de um determinado limite, com a quebra das cimentações, são observadas somente deformações de compressão.

Este comportamento parece ser típico de materiais cimentados e tem sido observado por diversos autores para outros materiais: areias quartzosas cimentadas (DUPAS & PECKER, 1979; CLOUGH et al., 1981; LADE & OVERTON, 1989), areia vulcânica artificialmente cimentada (O'ROURKE & CRESPO, 1988), areias carbonáticas cimentadas (HUANG & AIREY, 1993), argamassa (LADE & OVERTON, 1989), etc.

De acordo com LADE & OVERTON (1989), o aumento de rigidez causado pela cimentação claramente afeta o comportamento volumétrico do solo. Para JURAN & RICCOBONNO (1991), o efeito da cimentação resulta em uma restrição da dilatância do solo no estágio pré-pico. De acordo com estes autores, o pico de resistência, no caso de uma areia cimentada, é atingido quando o comportamento é ainda de contração, e a dilatância é gerada somente em função da desintegração da cimentação ao longo da zona de ruptura.

Esta observação é consistente com o comportamento relatado anteriormente por VAUGHAN et al. (1988), citado por COOP & ATKINSON (1993). Os autores observaram que, para solos cimentados, o pico de tensões não corresponde à máxima taxa de dilatância, como ocorre para solos não cimentados. Comportamento semelhante tem sido relatado por HUANG & AIREY (1993) e COOP & ATKINSON (1993) para areias carbonáticas cimentadas, AVERSA et al. (1993) para rochas brandas e argilas sensitivas, BRESSANI et al. (1994) para uma areia natural cimentada e CLOUGH et al. (1981) para areias quartzosas artificialmente cimentadas. Todos estes autores observaram que a taxa máxima de dilatância ocorre após o pico de tensões. AVERSA et al. (1993) explicam que a variação volumétrica, associada à porosidade do material, se desenvolve para deformações mais altas que aquelas correspondentes ao pico de tensões.

Contrariamente, O'ROURKE & CRESPO (1988) observaram, para um solo vulcânico cimentado, que o pico de tensões parece estar relacionado com a dilatância, coincidindo com o gradiente máximo da porção expansiva da curva de variação volumétrica.

HUANG & AIREY (1993) afirmam que o aumento da cimentação aumenta a dilatância, enquanto CLOUGH et al. (1981) observam que a expansão volumétrica durante o cisalhamento ocorre em uma faixa menor de deformação axial e a uma taxa maior, a medida que a cimentação aumenta.

HUANG & AIREY (1993) postulam que, em comparação com os efeitos da densidade e da tensão de confinamento, a variação do grau de cimentação tem pouco efeito sobre a resposta volumétrica do solo.

3.4.2 - Comportamento Pós-ruptura

a) Modo de Ruptura

Uma característica comum a todos os materiais geotécnicos cimentados é o comportamento frágil na ruptura observado em ensaios triaxiais, para baixos níveis de tensões de confinamento (e.g. TOWNSEND et al., 1969; YOSHINAKA & YAMABE, 1981; CLOUGH et al., 1981 e 1989; O'ROURKE & CRESPO, 1988; AKILI & AL-JOULANI, 1988; LI & MITCHELL, 1988; JURAN & RICCOBONO, 1989; LADE & OVERTON, 1989; LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; MAHER & HO, 1993).

CLOUGH et al. (1981) observam que o comportamento pós-pico de areias cimentadas é altamente dependente do grau de cimentação e da tensão de confinamento. As amostras mais cimentadas mostram um comportamento frágil para todas as tensões de confinamento, enquanto que as amostras moderadamente e fracamente cimentadas apresentam uma transição da ruptura frágil para a ruptura plástica a medida que a pressão de confinamento aumenta. Os autores acreditam que este comportamento esteja relacionado com as contribuições relativas das componentes de cimentação e friccional ao mecanismo de resistência à deformação. O mesmo tipo de comportamento é descrito por diversos autores para outros materiais cimentados (e.g. YOSHINAKA & YAMABE, 1981; CLOUGH et al., 1989; O'ROURKE & CRESPO, 1988; AKILI & AL-JOULANI, 1988; LI & MITCHELL, 1988; JURAN & RICCOBONO, 1989; LADE & OVERTON, 1989; MAHER & HO, 1993).

De acordo com YOSHINAKA & YAMABE (1981), a maior ou menor fragilidade, para rochas sedimentares brandas, é influenciada diretamente pela tensão de confinamento e secundariamente pela natureza da rocha. Esta avaliação foi realizada pelos autores a partir de um índice denominado "brittleness index" (BISHOP, 1967, citado pelos autores), ou índice de fragilidade:

$$I_B = 1 - (\tau_r / \tau_f), \quad 0 \leq I_B \leq 1 \quad (3.1)$$

onde τ_f é a tensão de cisalhamento na ruptura e τ_r é a tensão de cisalhamento residual (última); quanto maior o valor de I_B , maior a fragilidade da rocha ($\tau_f \gg \tau_r$), ao passo que $I_B = 0$ significa que o material apresenta comportamento dúctil ($\tau_f = \tau_r$). Os autores observaram que o valor de I_B decresce de forma quase exponencial com o aumento da tensão de confinamento. No entanto, o valor da tensão de confinamento para o qual ocorre a transição do comportamento frágil para o dúctil ($I_B = 0$) depende da natureza do material. De acordo com os autores, para rochas não argilosas, geralmente a transição ocorre para $\sigma'_3 \leq q_u$, enquanto que em materiais argilosos, ocorre para tensões de confinamento relativamente mais elevadas, em função de que estes materiais apresentam baixo ângulo de atrito no estado último.

A Tabela 3.1, a seguir, apresenta alguns dos resultados obtidos por YOSHINAKA & YAMABE (1981), a fim de evidenciar a relação observada pelos autores entre a resistência à compressão simples (q_u), o ponto de plastificação na compressão isotrópica (p_y) e a tensão efetiva média para a qual desaparece o comportamento frágil, $(\sigma'_m)_{I_B=0}$. De acordo com os autores, para rochas não argilosas, estes três parâmetros são aproximadamente iguais.

Tabela 3.1 - Relação entre $(\sigma'_m)_{I_B=0}$, q_u e p_y (YOSHINAKA & YAMABE, 1981)

MATERIAL	q_u MN/m ²	p_y MN/m ²	$(\sigma'_m)_{I_B=0}$ MN/m ²	$\frac{(\sigma'_m)_{I_B=0}}{q_u}$	$\frac{(\sigma'_m)_{I_B=0}}{p_y}$
<i>Ohya Tuff</i>	13,6	17,6	18,0	1,37	1,0
<i>Yokohama Siltstone</i>	2,06	1,76	2,16	1,05	1,2
<i>Sano Mudstone</i>	9,02	9,86	7,02	0,78	0,7
<i>Hoshikawa Siltstone</i>	3,45	3,92	4,67	1,36	1,2
<i>London Clay</i>	0,21	3,92	11,9	58,0	3,1
<i>Keuper Marl</i>	0,41	4,41	10,4	25,2	2,4

O'ROURKE & CRESPO (1988) observaram, para uma areia siltosa vulcânica artificialmente cimentada, que a transição frágil-dúctil, ocorreu para σ_1/σ_3 entre 7,5 e 10. Este dado, segundo os autores está de acordo ao mostrado para areias quartzosas moderadamente cimentadas (CLOUGH et al., 1981), mas é muito mais alto que o relatado por HOEK (1983), citado pelos autores, para rochas duras.

b) Estado Último

Para fins da presente revisão bibliográfica, o termo estado último, utilizado ao longo de todo o trabalho, define o estado onde tanto a tensão de cisalhamento como a deformação volumétrica não variam com a deformação de cisalhamento.

CLOUGH et al. (1981), ao investigarem o comportamento de areias com graus de cimentação variáveis, relatam que um dos aspectos mais interessantes é a relativa similaridade entre os ângulos de atrito últimos de todos os solos investigados (naturais e artificiais), na faixa de 35° a 36°, em contraste com a diversidade encontrada nos valores de pico. A resistência última das amostras cimentadas é muito próxima da apresentada pelas não cimentadas, embora todas as amostras ensaiadas exibissem uma pequena, porém consistente coesão última. Os autores sustentam que a existência desta coesão pode ser causada (1) pela presença de partículas de silte e argila as quais contribuiriam para uma coesão natural ou (2) por efeitos resultantes da tensão capilar (no caso de amostras não saturadas)². Comportamento similar foi observado por O'ROURKE & CRESPO (1988) para uma areia siltosa vulcânica artificialmente cimentada.

No entanto, outros autores relatam dificuldades na caracterização do estado último de materiais cimentados quando se verifica a ruptura frágil (e.g. YOSHINAKA & YAMABE, 1981; COOP & ATKINSON, 1993; CUCCOVILLO & COOP, 1993; AIREY (1993); AVERSA et al., 1993; HUANG & AIREY; 1993).

² Nota do Autor

YOSHINAKA & YAMABE (1981) relatam que a determinação da deformação volumétrica final e da taxa de dilatância após a ruptura, no caso de ruptura frágil, produz um espectro de valores com grande dispersão, muito pobre quanto à uniformidade. Os autores terminam por concluir que a determinação quantitativa da dilatância, para rochas sedimentares brandas, na faixa de tensões onde a ruptura frágil ocorre, é um problema ainda não resolvido.

Estudos mais detalhados sobre o comportamento último de materiais cimentados tem sido realizados recentemente, em relação ao comportamento de areias carbonáticas não cimentadas e cimentadas, de origem natural ou artificial (e.g. COOP, 1990; COOP & ATKINSON; 1993; CUCCOVILLO & COOP, 1993; AIREY, 1993; HUANG & AIREY, 1993). Segundo COOP (1990), o comportamento básico de areias carbonáticas não cimentadas é comparável ao de outros materiais granulares com índices de vazios similares. AIREY (1993) observa que o comportamento de areias carbonáticas artificialmente cimentadas é similar àquele relatado por CLOUGH et al. (1981) para areias artificialmente cimentadas de origem quartzosa. HUANG & AIREY (1993) concluem que o comportamento geral das areias carbonáticas cimentadas pode ser explicado dentro do arcabouço da teoria do estado crítico estabelecida para materiais não cimentados.

AIREY (1993) verificou que as amostras no ensaio triaxial parecem aproximar um valor constante $q/p' = 1,84$, equivalente a um ângulo de atrito último de $44,8^\circ$. Porém, segundo o autor, a evidência da existência de uma linha de estado crítico no espaço pressão efetiva média versus volume específico não é tão clara. Isto pode ser devido à formação de planos de ruptura pronunciados em algumas amostras. Quando estas amostras são ignoradas na análise, uma linha de estado crítico pode ser estimada ($\lambda = 0,23$) e comparada com a linha de compressão isotópica normal obtida ($\lambda = 0,19$). A divergência encontrada contrasta com resultados obtidos por COOP (1990) para o solo não cimentado, que constatou um paralelismo entre as linhas de compressão normal e de estado crítico. O autor conclui que, após a quebra das cimentações, a amostra se aproxima de um estado crítico quando cisalhada

continuamente, embora este fato possa ser obscurecido quando as amostras desenvolvem planos de ruptura. O autor ressalta que, embora ensaios sobre outros solos cimentados (e.g. CLOUGH et al., 1981) mostrem que o ângulo de atrito último não é afetado pela presença de pequenas quantidades de cimento, nenhuma conclusão pôde ser tirada dos ensaios drenados realizados, em parte porque as deformações não foram suficientes para atingir o estado último, e em parte pela formação de planos de ruptura em quase todas as amostras ensaiadas. O mesmo comportamento básico foi observado por COOP & ATKINSON (1993), CUCCOVILLO & COOP (1993) e HUANG & AIREY (1993).

AVERSA et al. (1993), ao estudarem o comportamento de diversos solos estruturados e rochas brandas em ensaios triaxiais, concluem que o estado crítico é obtido somente para grandes deformações, não obtidas em ensaios triaxiais. Segundo os autores, a envoltória para grandes deformações, obtida em ensaios triaxiais, é afetada pelas variações volumétricas ainda presentes no material. Os autores enfatizam que, para estes materiais, em uma determinada faixa de tensões de confinamento, uma superfície de ruptura bem definida é formada. Neste caso, o conceito de estado crítico, o qual se refere à condições de deformação uniformes, não é totalmente aplicável.

3.5 - MODELOS CONSTITUTIVOS

Diversos trabalhos tem sido publicados a respeito do desenvolvimento de modelos constitutivos para materiais geotécnicos cimentados, incluindo solos cimentados e rochas brandas porosas (e.g. AKAI et al., 1977; HIRAI et al., 1989; PEKAU & GOCEVSKI, 1989; REDDY & SAXENA, 1992; ADACHI & OKA, 1993; RUMPELT & SITAR, 1993; LAGIOIA & NOVA, 1993; GENS & NOVA; 1993).

A maioria dos trabalhos se refere à aplicação, com a introdução de modificações a fim de considerar a parcela de cimentação, de relações constitutivas baseadas na elasto-plasticidade. Outros autores como AKAI et al. (1977), propõem ainda modelos baseados na elasto-viscoplasticidade.

As equações constitutivas propostas por AKAI et al. (1977), podem descrever, segundo os autores, o comportamento mecânico de materiais elasto-plásticos, frágeis ou dúcteis, considerando a dependência da taxa de deformação e a dilatância. As características gerais dos materiais geomecânicos foram estudadas a partir de um tufo poroso (rocha sedimentar de origem vulcânica), considerado pelos autores como sendo um material geomecânico ideal.

Modelos elasto-plásticos com lei de fluxo não associada tem sido propostos por diversos autores (e.g. PEKAU & GOCEVSKI, 1989; HIRAI et al., 1989; LAGIOIA & NOVA, 1993; ADACHI & OKA, 1993).

ADACHI & OKA (1993), a partir da hipótese de que a resistência é composta de uma parcela friccional e outra devida à cimentação, propõem um modelo no qual o problema do comportamento de amolecimento com a deformação (*strain-softening*) é considerado a partir da introdução de um tensor da história de tensões, que controla a mobilização da parcela friccional durante o carregamento. Segundo os autores, uma simulação feita a partir de resultados experimentais obtidos em um tufo poroso, indicou que o modelo proposto é aplicável à descrição do comportamento de rochas brandas. O modelo apresentado por PEKAU & GOCEVSKI (1989) para areias com e sem cimentação, é uma extensão do modelo proposto por POOROSHAB & PIETRUZCZAK (1985), citados pelos autores, para areias. Segundo os autores, comparações feitas a partir de ensaios triaxiais drenados e não drenados em areias cimentadas naturais e artificiais, sugerem que o modelo é capaz de simular o comportamento de solos granulares cimentados sob condições de carregamento monotônico ou cíclico. HIRAI et al. (1989) propõem um modelo para solos arenosos melhorados submetidos à carregamento monotônico. O modelo, cuja função potencial plástico é uma generalização daquela proposta no Cam-clay modificado (ROSCOE & BURLAND, 1968, citados pelos autores), não é capaz, segundo os autores, de simular o comportamento pós-pico. LAGIOIA & NOVA (1993) propõem um modelo constitutivo para rochas brandas que, segundo os autores, é capaz de reproduzir a transição entre os comportamentos frágil e dúctil observados em ensaios triaxiais drenados. Na avaliação dos autores, a comparação entre simulações e dados experimentais, embora limitada à ensaios triaxiais drenados e não

drenados realizados sobre areias carbonáticas cimentadas e margas, é bastante razoável. NOVA (1992) e DI PRISCO et al. (1991, 1992), citados pelos autores, aplicaram o mesmo modelo respectivamente para outros tipos de rochas sedimentares (tufo vulcânico, rocha calcárea) e areias artificialmente cimentadas.

REDDY & SAXENA (1992) examinam a aplicabilidade do modelo elasto-plástico de Lade (KIM & LADE, 1988 e LADE & KIM 1989, citados pelos autores) e do modelo termodinâmico de Valanis, ou modelo endocrônico (VALANIS & PETERS, 1988 e SENGUPTA, 1989, citados pelos autores), na reprodução do comportamento experimental de areias cimentadas e não cimentadas observado em ensaios triaxiais verdadeiros. Na avaliação dos autores, para as várias trajetórias de tensões consideradas, os modelos analisados são razoavelmente efetivos na reprodução do comportamento observado.

RUMPELT & SITAR (1993), ao utilizarem modelos clássicos baseados na teoria da plasticidade, tipo "cap" e Cam-clay modificado, ressaltam sua incapacidade de modelar o comportamento de materiais frágeis, embora um razoável grau de reprodução tenha sido atingido para ensaios de compressão unidimensional realizados sobre areias cimentadas de natureza carbonática e quartzosa.

De acordo com RUMPELT & SITAR (1993), o maior obstáculo no desenvolvimento de modelos constitutivos para materiais geotécnicos cimentados, refere-se à modelagem do comportamento pós-pico destes materiais (*strain-softening*).

ADACHI & OKA (1993) enfatizam a importância do desenvolvimento de modelos que possam descrever este comportamento frágil, uma vez que ele é intimamente relacionado ao fenômeno da ruptura progressiva. Segundo estes autores, existem duas abordagens para este problema. A primeira preconiza que o comportamento frágil deve ser incorporado às relações constitutivas. Os autores ressaltam, no entanto, que a utilização de modelos constitutivos clássicos com "*strain-softening*" apresenta problemas de solução numérica em função do caráter negativo da matriz de rigidez. Uma segunda abordagem é baseada na idéia de que o comportamento frágil é devido exclusivamente ao processo de localização das deformações

na amostra, com a formação de bandas de cisalhamento. ADACHI & OKA (1993) acreditam que o comportamento frágil é, de fato, função do processo de localização das deformações, mas é também devido à desestruturação do material no estágio pós-pico. Os autores postulam que um modelo constitutivo para materiais cimentados deve ser concebido de forma a permitir a análise de deformações antes e após a ruptura.

GENS & NOVA (1993) estabelecem uma discussão a respeito das bases conceituais para o desenvolvimento de modelos constitutivos para solos cimentados e rochas brandas dentro do arcabouço da teoria da plasticidade com endurecimento (*hardening plasticity*). A proposta dos autores está fundamentada basicamente no arcabouço teórico estabelecido por LEROUEIL & VAUGHAN (1990), cuja idéia central é formada, de acordo com os autores, por dois pontos básicos: (1) o papel fundamental desempenhado pelo fenômeno da plastificação (*yield*) e (2) a necessidade de considerar-se o comportamento do material cimentado em relação ao comportamento de um material equivalente não cimentado. O modelo apresentado por GENS & NOVA (1993) utiliza como ponto de partida uma lei constitutiva para o material não cimentado (NOVA, 1988, citado pelos autores), que é modificada de acordo com a magnitude da cimentação. A degradação do material é simulada através de uma redução do grau de cimentação que, por sua vez, depende das deformações. Um aspecto importante, ressaltado pelos autores, é que a componente de cimentação da formulação é independente do modelo constitutivo escolhido para o solo não cimentado, e que portanto outros modelos poderiam ser utilizados.

CAPÍTULO 4

PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A etapa da pesquisa denominada "programa experimental" teve como objetivo principal quantificar a influência do grau de cimentação e do nível de tensões efetivas médias sobre os mecanismos de mobilização de resistência ao cisalhamento e de deformações de um solo arenoso artificialmente cimentado. Isto foi realizado através da medição, em ensaios de compressão triaxial convencionais e ensaios de compressão simples, de variáveis de resposta, isto é, de grandezas que pudessem caracterizar o comportamento tensão-deformação do material estudado.

4.2 - VARIÁVEIS DE RESPOSTA

A análise do comportamento mecânico do solo artificialmente cimentado foi feita, basicamente, a partir da medição das seguintes variáveis de resposta:

- Resistência à compressão simples (q_u);
- Tensão efetiva normal média na ruptura (p'_{rup});
- Tensão desvio na ruptura (q_{rup});
- Tensão efetiva normal média última (p'_{ult});
- Tensão desvio última (q_{ult});
- Módulo de deformação tangente inicial (E_o);
- Módulo de deformação secante (E_s);
- Deformação axial na ruptura ($\epsilon_{a/rupt}$);
- Deformação volumétrica na ruptura ($\epsilon_{v/rupt}$);
- Deformação volumétrica final ($\epsilon_{v/final}$).

Posteriormente, com base nestas medições, outros parâmetros do comportamento do solo, como por exemplo o intercepto de coesão e o ângulo de atrito, foram determinados e analisados.

A seguir são apresentadas algumas definições básicas a respeito das grandezas medidas no experimento.

As variáveis p' e q , tensão efetiva média normal e tensão desvio respectivamente, derivadas dos invariantes de tensão utilizados por diversos autores para descrever o estado genérico de tensões no solo (e.g. SCHOFIELD & WROTH, 1968; ZIENKIEWICZ & NAYLOR, 1971; ATKINSON & BRANSBY, 1978; BRITTO & GUNN, 1987), são calculadas, para condições triaxiais de carregamento, pelas expressões:

$$p' = \frac{\sigma'_a + 2.\sigma'_r}{3} = \frac{\sigma_a + 2.\sigma_r}{3} - u \quad (4.1)$$

$$q = \sigma'_a - \sigma'_r = \sigma_a - \sigma_r \quad (4.2)$$

Onde:

σ'_a, σ'_r são as tensões efetivas axial e radial respectivamente;

σ_a, σ_r são as tensões totais axial e radial respectivamente;

u é a poro-pressão.

A condição aqui denominada *ruptura*, refere-se ao ponto da curva tensão-deformação correspondente à máxima tensão desvio, isto é, ao pico da curva. Por outro lado, a condição denominada *última* refere-se a um estado onde não há variações significativas da tensão desvio e de volume com a deformação axial. Esta condição, conforme pode ser verificado no Capítulo 5, não foi atingida, de fato, em nenhum dos ensaios realizados.

A condição denominada *final* corresponde ao último ponto plotado da curva tensão-deformação e é considerada, no presente trabalho, uma estimativa razoável da condição *última*, uma vez que todas as curvas tensão-deformação descrevem patamares virtualmente horizontais nos seus estágios finais.

O módulo de deformação tangente inicial (Módulo de Young) foi calculado a partir da suposição de que a curva tensão-deformação, no seu trecho inicial e até o pico, pode ser representada por uma hipérbole (KONDNER & ZELASCO, 1963; DUNCAN & CHANG, 1970) cuja equação é dada por:

$$\frac{\varepsilon_a}{q} = \frac{1}{E_o} + \frac{\varepsilon_a}{q_{ultima}} \quad (4.3)$$

onde ε_a é a deformação axial e q_{ultima} é o valor assintótico da tensão desvio.

Plotando-se o trecho inicial da curva tensão-deformação no espaço ε_a/q x ε_a , este pode ser aproximado por uma linha reta cuja equação é dada por $\varepsilon_a/q = a + b \cdot \varepsilon_a$, onde por analogia com a equação (4.3) tem-se que $a = 1/E_o$. Portanto, o módulo de deformação tangente inicial E_o é obtido a partir do parâmetro a da reta assim obtida.

O módulo de deformação secante é o quociente entre a variação da tensão desvio e a deformação axial correspondente. No presente trabalho, foram analisados os módulos secantes para vários níveis de deformação conforme será descrito no Capítulo 6.

4.3 - VARIÁVEIS INVESTIGADAS E VARIÁVEIS FIXAS

Conforme visto no Capítulo 3, diversos autores, em especial CLOUGH et al. (1981), destacam que o comportamento de uma areia cimentada é fortemente influenciado pelos seguintes fatores: a quantidade e natureza do agente cimentante, a densidade da areia, a tensão efetiva média inicial atuante e a distribuição granulométrica. No caso de misturas artificiais de solo e cimento, as condições de cura constituem um fator adicional (INGLES & METCALF, 1972). Outros trabalhos apontam ainda, para a velocidade de carregamento (CLOUGH et al., 1979) e a trajetória de tensões (BRESSANI & VAUGHAN, 1989; REDDY et al., 1992; MARTINS, 1994) como fatores determinantes do comportamento mecânico de solos cimentados.

Embora todos os fatores mencionados sejam igualmente importantes, o presente trabalho restringiu-se, conforme já mencionado, ao estudo da influência do grau de cimentação (C) e da tensão efetiva média inicial (p_i'), mantendo-se constantes as demais variáveis.

A escolha destas variáveis, bem como dos seus níveis de variação, decorreu, além da necessidade de delimitação do trabalho, do estudo realizado por THOMÉ (1994) em sua dissertação de Mestrado, o qual originou a presente pesquisa.

Na utilização de camadas superficiais de reforço constituídas por solo melhorado compactado, quando supostamente existe um controle dos materiais empregados e da energia de compactação utilizada, as principais variáveis de projeto serão a quantidade do agente cimentante e a espessura da camada.

Quanto aos níveis de variação da tensão efetiva média inicial, optou-se por investigar aqueles adotados por THOMÉ (1994), consistentes com as espessuras de camada estudadas. Os níveis do grau de cimentação, representados pelas porcentagens de adição de cimento, foram arbitrados com base em resultados de ensaios de compressão simples apresentados por NÚÑEZ (1991), que, empregando os mesmos materiais do presente trabalho, estudou o ganho de resistência de misturas na faixa de 0 a 11% de adição.

4.4 - PROGRAMA DE ENSAIOS

Inicialmente, foram realizados ensaios para caracterização física dos materiais utilizados e ensaios de compressão simples em misturas com adições de 1, 3 e 5% de cimento.

Os ensaios de compressão simples foram realizados com dupla finalidade: (1) analisar, de forma preliminar, o ganho na resistência das misturas causado pela adição do cimento utilizado; (2) estabelecer um elo para comparação entre os resultados deste trabalho e outros realizados com solos artificialmente cimentados e que se fundamentam basicamente em resultados de compressão simples.

O experimento principal, delineado nos itens anteriores, consistiu da realização de ensaios de compressão triaxial drenados, do tipo CID, nas tensões efetivas médias iniciais (p'_i) de 20, 60 e 100 kN/m², sobre amostras do solo artificialmente cimentado, com adições de 0, 1, 3 e 5% de cimento Portland.

Com o objetivo de complementar o trabalho e visando avaliar, de forma qualitativa, a influência do grau de cimentação na estrutura do solo e no seu comportamento último e ainda, buscando a comprovação de análises feitas a partir dos resultados de laboratório, foram realizados ensaios de fotomicrografia eletrônica sobre todas as misturas investigadas.

A Tabela 4.1 apresenta um resumo mostrando o número de ensaios realizados sobre o solo no estado natural e sobre as misturas investigadas.

Tabela 4.1 - Resumo do Programa de Ensaaios

ENSAIOS DE LABORATÓRIO	SOLO NATURAL	PORCENTAGEM DE ADIÇÃO				TOTAL
		0%	1%	3%	5%	
Granulometria	3	-	-	-	-	3
Limite de Plasticidade	3	-	-	-	-	3
Limite de Liquidez	3	-	-	-	-	3
Densidade Real dos Grãos	3		-	-	-	3
Ensaaios de Compressão Simples	-	3	3	3	3	12
Ensaaios Triaxiais	-	3	3	3	3	12
Microscopia Eletrônica		2	2	2	2	8

4.5 - VISÃO GERAL DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa realizado é, de acordo com a metodologia de planejamento de experimentos (NANNI & RIBEIRO, 1992), um experimento fatorial cruzado, com dois fatores a níveis fixos, sem repetições, ou seja, todas as combinações possíveis entre os níveis dos dois fatores investigados foram ensaiadas (porcentagem de cimento: 0, 1, 3 e 5%; tensão efetiva média inicial: 20, 60 e 100 kN/m²), conforme ilustra a Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Seqüência dos Ensaio Triaxiais

p'_i	PORCENTAGEM DE ADIÇÃO			
	0%	1%	3%	5%
20 kN/m ²	10	7	5	3
60 kN/m ²	11	4	2	9
100 kN/m ²	12	1	8	6

A tabela mostra a ordem de realização dos ensaios, onde, através de uma aleatorização forçada, buscou-se eliminar ao máximo, tendências e erros sistemáticos na obtenção dos resultados.

As Tabelas 4.3, 4.4 e 4.5, a seguir, apresentam um panorama geral do programa experimental.

Tabela 4.3 - Variáveis de Resposta no Programa Experimental

CARACTERÍSTICA	VARIÁVEL MEDIDA	ENSAIO REALIZADO
Ruptura	q_u	Compressão Simples
	p'_{rup} , q_{rup}	Ensaio Triaxial
Rigidez	$E_o , E_s , \epsilon_{a/rupt}$	Ensaio Triaxial
Deformação Volumétrica	$\epsilon_{v/rupt} , \epsilon_{v/final}$	Ensaio Triaxial
Comportamento Último	p'_{ult} , q_{ult}	Ensaio Triaxial

Tabela 4.4 - Variáveis Investigadas no Programa Experimental

EFEITO	VARIÁVEL ESPECÍFICA	FAIXA INVESTIGADA
Nível de Tensões Efetivas	p'_i	20, 60 e 100 kN/m ²
Grau de Cimentação	Porcentagem de Aditivo	0, 1, 3 e 5%

Tabela 4.5 - Variáveis Fixas no Programa Experimental

EFEITO	VARIÁVEL ESPECÍFICA	VALORES FIXADOS
Densidade Inicial	Índice de Vazios	$e = 0,51 \pm 0,01$
Granulometria da Areia	Diâmetro Efetivo	$D_{10} = 0,003$ mm
	Coef. de Uniformidade	$C_u = 43$
Condições de Cura	Tempo de Cura	7 dias
	Tipo de Cura	Úmida, sem submersão
Saturação	Grau de Saturação	> 95%
Trajatória de Tensões	Tipo de Ensaio Triaxial	CID
Veloc. de Carregamento	Taxa de Deformação	1,04% / hora
Natureza da Cimentação	Tipo de Cimento	Tipo IV, Pozolânico

4.6 - LIMITAÇÕES

Além das limitações impostas pelo número restrito de fatores investigados, este tipo de projeto não permite, em função da ausência de repetições, a análise da significância estatística de uma possível interação entre as variáveis, no caso a tensão efetiva média inicial e o grau de cimentação, mas tão somente uma análise qualitativa. No entanto, resultados anteriores (e.g. MITCHELL, 1976, citado por CLOUGH et al., 1981; DUPAS & PECKER, 1979; CLOUGH et al.; 1981; ACAR & EL-TAHIR, 1986) indicaram que esta interação é pouco significativa e que a variabilidade de ensaios de resistência em solos artificialmente cimentados é pequena, justificando-se, desta forma, o projeto experimental adotado, uma vez que a introdução de uma repetição implicaria na duplicação do número de ensaios triaxiais a serem realizados.

4.7 - MÉTODOS UTILIZADOS

Nos itens subseqüentes são apresentados os métodos de ensaio e demais procedimentos utilizados durante o programa experimental, procedendo-se à descrição detalhada dos mesmos quando se fizer necessário, ou fazendo-se, simplesmente, referência às normas técnicas obedecidas.

Todas as atividades, com exceção daquelas especificadas de outra forma, foram desenvolvidas no Laboratório de Mecânica dos Solos do Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (CPGEC/UFRGS) no período entre fevereiro de 1994 e janeiro de 1995.

4.7.1 - Coleta de Amostras

As amostras do solo utilizado na pesquisa foram coletadas na jazida de origem, no estado deformado, mediante escavação com ferramenta manual, em quantidade suficiente para a realização de todos os ensaios previstos. As amostras assim obtidas eram armazenadas e transportadas ao laboratório em sacos plásticos

adequadamente vedados. Durante a coleta, todos os cuidados foram tomados no sentido de se evitar a contaminação do material.

4.7.2 - Preparação das Amostras

A preparação das amostras para os ensaios de caracterização e para a moldagem dos corpos-de-prova, que envolve os procedimentos de secagem ao ar, destorroamento, peneiramento e determinação da umidade higroscópica, seguiu os procedimentos estabelecidos pela norma NBR-6457 (ABNT, 1986).

As amostras assim preparadas eram armazenadas até a data da sua utilização em sacos plásticos, devidamente identificados e vedados, nas quantidades necessárias para cada um dos ensaios previstos e para a moldagem dos corpos-de-prova.

4.7.3 - Preparação dos Corpos-de-prova

Na preparação dos corpos-de-prova para os ensaios triaxiais e de compressão simples usou-se, para todas as misturas investigadas, a média dos valores de umidade ótima e densidade máxima mostrados na Tabela 4.6, 15,8% e 17,5 kN/m³ respectivamente. A adoção desses valores é justificada pelos dados da Tabela 4.6, na medida em que não se observa influência significativa da porcentagem de adição sobre os parâmetros de compactação, na faixa de 0 a 11%.

Tabela 4.6 - Parâmetros de Compactação na Energia Proctor Normal (NÚÑEZ, 1991)

Porcentagem de Adição (%)	Densidade Máxima (kN/m ³)	Umidade Ótima (%)
0	17,40	15,90
3	17,50	16,50
5	17,50	14,70
11	17,48	16,20

A preparação dos corpos-de-prova foi feita de acordo com os procedimentos adotados por NÚÑEZ (1991), e compreendeu as etapas descritas a seguir:

- Mistura;
- Moldagem;
- Acondicionamento;
- Armazenagem e cura.

Procedida a pesagem dos materiais (solo, cimento e água) com resolução de 0,01 gf, o solo e o cimento eram misturados, com o auxílio de um espátula metálica, por cerca de 3 minutos. Após, era adicionada a água, aos poucos, continuando o processo de mistura até que a homogeneidade fosse obtida. Durante este procedimento, todas as precauções foram tomadas no sentido de se evitar, ao máximo, a perda de umidade por evaporação.

As quantidades de cimento e água necessárias para cada mistura foram determinadas em relação ao peso de solo seco utilizado, de tal forma que a quantidade total de mistura permitisse a moldagem de um corpo-de-prova e ainda houvesse uma sobra para determinação do teor de umidade.

Imediatamente após a mistura, a amostra era compactada em três camadas no interior de um molde metálico tripartido, devidamente lubrificado, de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, de maneira que cada camada atingisse as especificações de teor de umidade e densidade. Durante esta etapa, duas pequenas amostras eram retiradas da mistura para determinação do teor de umidade médio do corpo-de-prova, uma no início da moldagem e outra no final.

Concluído o processo de moldagem, o corpo-de-prova era imediatamente extraído do molde, seu peso e medidas devidamente anotados com resolução de 0,01 gf e 0,01 cm respectivamente, e acondicionado em um saco plástico adequadamente identificado e vedado para evitar variações significativas do teor de umidade.

Os corpos-de-prova assim obtidos eram, então, armazenados e curados por um período de 7 dias em um ambiente com temperatura e umidade controladas, $23\pm 2^{\circ}\text{C}$ e $90\pm 5\%$ respectivamente. Neste procedimento foi utilizada a câmara úmida do Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LEME/UFRGS).

4.7.4 - Ensaios de Caracterização Física

A fim de caracterizar as amostras, foram realizadas determinações de teor de umidade, densidade real dos grãos, limites de consistência e granulometria, conforme os métodos e procedimentos descritos nos parágrafos subseqüentes.

As determinações de teor de umidade realizadas em laboratório, para a caracterização dos materiais e também para o controle da moldagem dos corpos-de-prova, seguiram o método descrito no anexo da norma NBR-6457 (ABNT, 1986).

A densidade real dos grãos foi determinada para o solo sem adição conforme o método descrito na NBR-6508 (ABNT, 1984d).

Os limites de liquidez (*LL*) e de plasticidade (*LP*) foram determinados somente para o solo sem adição e seguiram os métodos descritos nas normas NBR-6459 (ABNT, 1984a) e NBR-7180 (ABNT, 1984b), respectivamente. No presente trabalho não foi determinado o limite de contração (*LC*).

Foi realizada análise granulométrica por peneiramento e sedimentação do solo sem adição, de acordo com o método descrito na norma NBR-7181 (ABNT, 1984c). Neste procedimento foi empregado, como agente defloculante, uma solução de hexa-metafosfato de sódio.

4.7.5 - Ensaios de Compressão Simples

A realização dos ensaios de compressão simples seguiu os procedimentos gerais descritos no método ME/DNER 180 (DNER, 1987).

Neste procedimento foram utilizados uma prensa da marca Wykeham Farrance com capacidade máxima de 5000 kgf, bem como anéis dinamométricos devidamente calibrados, de 400 e 1500 kgf. A velocidade de deformação utilizada foi de 1,14 mm/min.

Para estes ensaios, os corpos-de-prova, após serem curados por 7 dias, eram submetidos à imersão por um período de 24 horas, visando aproximar a condição de saturação completa. Após ser retirado da imersão, o excesso de água sobre a superfície do corpo-de-prova era eliminado com o auxílio de papel filtro e suas medidas e peso anotados com resolução de 0,01 cm e 0,01 gf respectivamente.

Após o ensaio, duas amostras retiradas do corpo-de-prova eram destinadas à determinação do teor de umidade.

4.7.6 - Ensaio de Compressão Triaxial

Os ensaios triaxiais estáticos, do tipo CID, foram realizados em um equipamento de deformação controlada, marca GEONOR, com as características gerais descritas por ANDERSEN & SIMONS (1960). Os procedimentos gerais de ensaio seguiram, basicamente, os descritos por BISHOP & HENKEL (1962) e BALDI et al. (1988).

O processo de saturação das amostras consistiu de duas etapas: (1) percolação de água, da base para o topo do corpo-de-prova, sob um gradiente hidráulico equivalente a 150 kN/m^2 para os corpos-de-prova cimentados e 100 kN/m^2 para os sem adição. Este processo era interrompido quando não era mais percebida a saída de bolhas de ar em uma proveta conectada ao topo do corpo-de-prova; (2) aplicação de uma contra-pressão no topo do corpo-de-prova no valor de 400 kN/m^2 , mantida constante durante todo o ensaio.

A aplicação da contra-pressão foi feita em incrementos de 50 kN/m^2 , ao mesmo tempo que um aumento ligeiramente superior na pressão na câmara triaxial era aplicado. Quando a poro-pressão monitorada na base do corpo-de-prova equalizava, um novo incremento era aplicado.

A saturação do corpo-de-prova foi monitorada através da medição do parâmetro de poro-pressão B (SKEMPTON, 1954) em intervalos de tempo sucessivos após a aplicação da contra-pressão.

A fase de consolidação consistiu de duas etapas: (1) aplicação da pressão de confinamento; (2) dissipação do excesso de poro-pressão induzido.

Este processo ocorreu, para todos os ensaios realizados, em um período máximo de 4 horas, sendo mais rápido para os corpos-de-prova com maior grau de cimentação.

A drenagem completa durante o cisalhamento foi garantida pela utilização de uma velocidade suficientemente baixa (1,04% / hora), e foi monitorada através da medição da poro-pressão na base do corpo-de-prova durante todo o ensaio.

Após cada ensaio, eram anotados o peso e as medidas do corpo-de-prova rompido com resolução de 0,01 gf e 0,01 cm respectivamente, bem como era determinado o seu teor de umidade final.

Na Figura 4.1 tem-se uma visão geral do equipamento triaxial utilizado.

A seguir são descritos, de forma detalhada, os procedimentos utilizados para monitoramento da poro-pressão e pressão na câmara triaxial, medição das deformações axiais e volumétricas, aquisição e correção dos dados obtidos nos ensaios.

a) Monitoramento da Poro-Pressão e da Pressão na Câmara

O equipamento foi dotado de um sistema para monitoramento da poro-pressão no corpo-de-prova e da pressão na câmara triaxial. O sistema, constituído de um único transdutor acoplado a um bloco metálico rígido, proporcionava, através de um conjunto de válvulas, alternadamente, a leitura da poro-pressão na base do corpo-de-prova e da pressão na câmara triaxial. A Figura 4.2 mostra, em detalhe, o arranjo utilizado, onde podem ser identificados o transdutor de pressão (1) e a câmara triaxial (2).

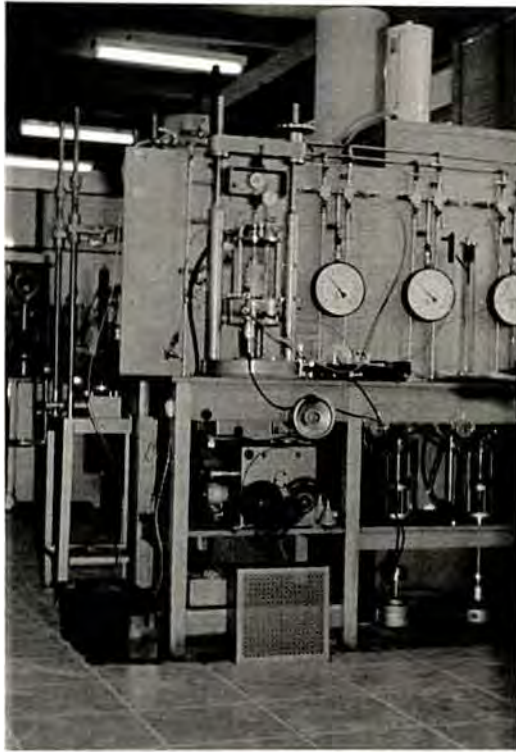


Figura 4.1 - Visão Geral do Equipamento Triaxial

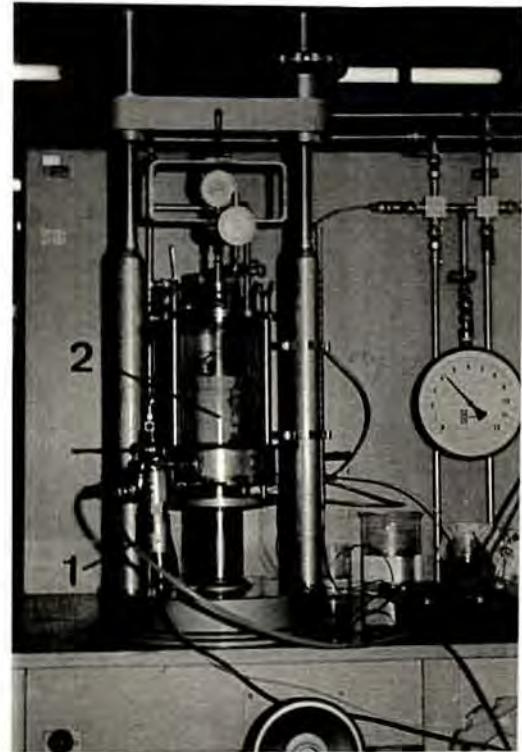


Figura 4.2 - Detalhe da Câmara Triaxial

b) Medições das Deformações Axiais

As deformações axiais foram medidas, durante os ensaios triaxiais, por dois sistemas independentes: (1) um sistema interno constituído por dois dispositivos utilizando sensores de efeito Hall, para a medição das deformações axiais diretamente sobre o corpo-de-prova; (2) um sistema externo convencional, constituído por um micrômetro com resolução de 0,001 mm, fixado ao anel dinamométrico, que mediu os deslocamentos relativos da câmara triaxial.

Os dispositivos para medição interna das deformações axiais, montados sobre o corpo-de-prova em posições diametralmente opostas, seguem o arranjo básico proposto em CLAYTON & KHATRUSH (1986) e CLAYTON et al. (1989). Os sensores utilizados foram projetados e construídos por pesquisadores do CPGEC/UFRGS.

A técnica de colocação dos sensores, bem como os procedimentos de calibração, seguiram aqueles descritos e adotados por SOARES (1992) e MARTINS (1994). Os sensores de efeito Hall, no presente trabalho, foram calibrados para um intervalo linear médio equivalente a 1,3% de deformação axial do corpo-de-prova.

A evolução das deformações axiais foi determinada considerando-se diretamente as medições internas, até o final do intervalo linear de calibração dos sensores, e as medições externas corrigidas. Esta correção foi feita subtraindo-se dos valores medidos, o valor correspondente à diferença entre as medições externa e interna no ponto de transição de um sistema para o outro.

O intervalo útil de medições internas variou de ensaio para ensaio, verificando-se uma amplitude média correspondente a 0,8% de deformação axial. Isto ocorreu em função de problemas com a colocação dos sensores no corpo-de-prova.

A Figura 4.3 mostra, em detalhe, o sistema de medição interna de deformação axial utilizado, onde pode ser identificado um dos sensores de efeito Hall instalado no corpo-de-prova (1).

c) Medição das Deformações Volumétricas

Partindo da hipótese de saturação completa, a variação volumétrica do corpo-de-prova foi medida através de uma dupla bureta conectada à linha de aplicação da contra-pressão ao corpo-de-prova, conforme mostra a Figura 4.1 (1).

d) Aquisição dos Dados

A leitura do micrômetro e da dupla bureta foi realizada de forma direta, visual, anotando-se os valores em intervalos de deformação apropriados.

Quanto ao transdutor de pressão, foi realizada leitura direta da voltagem em um multímetro ao qual o transdutor permaneceu conectado durante todo o ensaio. Posteriormente, os valores de pressão eram calculados e anotados em planilhas apropriadas, com base na leitura "zero" do transdutor e na sua constante de calibração.



Figura 4.3 - Detalhe do Sistema para Medição Interna das Deformações Axiais

A leitura dos sensores de efeito Hall foi realizada por um sistema de aquisição automática de dados seguindo, com pequenas adaptações, o arranjo utilizado e descrito por MARTINS (1994), composto por um conversor de sinal analógico/digital (datalogger CIL 6580), um microcomputador PC/AT 386 e um programa computacional especialmente escrito para esta finalidade. A Figura 4.4 mostra uma visão geral do sistema utilizado.

e) Correção dos Dados

Foram aplicadas, em todos os ensaios realizados, correções de área e de membrana. Neste procedimento foi seguida estritamente a abordagem proposta por LA ROCHELLE et al. (1988). Nos corpos-de-prova cimentados, a correção de membrana foi aplicada somente após a ruptura.

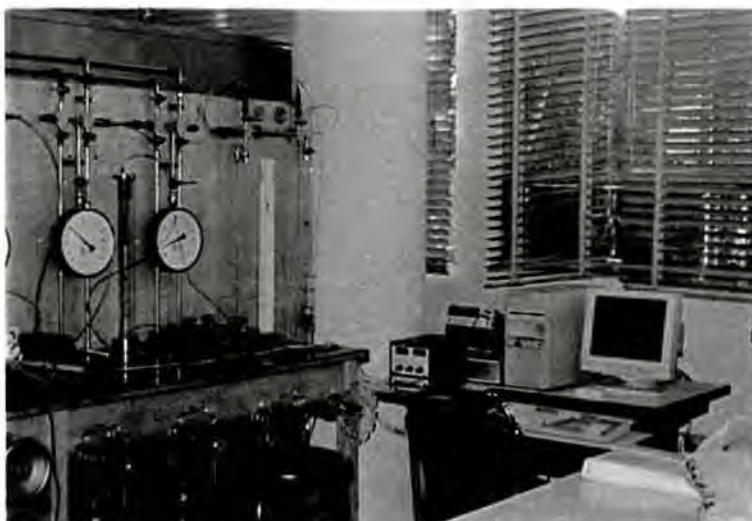


Figura 4.4 - Visão Geral do Sistema de Aquisição Automática de Dados

4.7.7 - Fotomicrografia

Foi realizada uma análise fotomicrográfica sobre amostras de todas as misturas investigadas. Estas amostras, duas para cada porcentagem de adição, foram obtidas a partir de corpos-de-prova rompidos em ensaios triaxiais, com tempos de cura superiores a 100 dias.

Cada par de amostras, correspondente a uma porcentagem de adição, era constituído por uma amostra extraída da superfície de ruptura e outra do interior do corpo-de-prova.

A preparação das amostras foi feita de acordo com os procedimentos gerais descritos por TOVEY (1986) e a análise, propriamente dita, foi realizada no Laboratório de Microscopia Eletrônica do Museu de Ciências Naturais da Fundação Zoobotânica do Estado do Rio Grande do Sul (MCN/FZB), a partir da obtenção de imagens de elétrons secundários em um Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV), marca JEOL JSM-5200.

4.8 - MATERIAIS UTILIZADOS

Nos itens seguintes são apresentadas as características dos materiais utilizados na pesquisa, com ênfase para aqueles aspectos de interesse direto na sua realização ou que, de alguma forma, possam fornecer elementos adicionais para o seu melhor entendimento.

4.8.1 - O Solo

O solo utilizado na pesquisa é uma areia fina siltosa, mal graduada, fracamente plástica, podendo ser classificado como um solo residual (horizonte C), substrato de arenito, pertencente à denominada Formação Botucatu (NÚÑEZ, 1991).

A jazida, de onde foram coletadas as amostras, consiste de um talude situado às margens da rodovia estadual RS-240, na localidade de Vila Scharlau, município de São Leopoldo/RS, conforme ilustra a Figura 4.5.



Figura 4.5 - Localização da Jazida (NÚÑEZ, 1991)

a) Propriedades Físicas

O solo utilizado na pesquisa teve sua caracterização físico-química e mineralógica realizada e apresentada, de forma detalhada, por NÚÑEZ (1991). Este autor constatou a homogeneidade da jazida ao realizar ensaios ao longo de sua profundidade. Na Tabela 4.7, a seguir, são apresentadas as propriedades físicas médias do solo determinadas pelo referido autor, juntamente com os respectivos coeficientes de variação (CV).

No presente estudo, foram realizados alguns ensaios adicionais para caracterização física do solo, conforme apresentado na Tabela 4.7, com o objetivo único de inserir a amostra utilizada no presente trabalho no universo estudado e descrito por NÚÑEZ (1991). A Tabela 4.8 apresenta os resultados obtidos; verifica-se que a amostra utilizada é consistente com o conjunto de resultados obtidos por NÚÑEZ.

Tabela 4.7 - Propriedades Físicas do Solo Determinadas por NÚÑEZ (1991)

PROPRIEDADES	VALORES MÉDIOS	COEFICIENTE DE VARIAÇÃO (%)
Límite de Liquidez (LL)	21%	3,61
Límite de Plasticidade (LP)	17%	6,44
Índice de Plasticidade (IP)	4%	18,32
Límite de Contração (LC)	19%	3,33
Densidade Real dos Grãos (γ_s)	26,7 kN/m ³	0,09
Diâmetro Efetivo (D_{10})	0,003 mm	-
Coefficiente de Uniformidade (C_u)	43	-
% de Areia Média ($0,42 < \phi < 2$ mm)	4,3%	49,15
% de Areia Fina ($0,074 < \phi < 0,42$ mm)	50,3%	6,22
% de Silte ($0,005 < \phi < 0,074$ mm)	32,4%	6,36
% de Argila ($\phi < 0,005$ mm)	13,0%	16,14

Os parâmetros da curva granulométrica, diâmetro efetivo (D_{10}) e coeficiente de uniformidade (C_u), seguem as definições apresentadas por LAMBE & WHITMAN (1979). Na Figura 4.6 é apresentada a curva granulométrica determinada para o solo.

Tabela 4.8 - Propriedades Físicas Médias do Solo Determinadas no Presente Trabalho

Límite de Liquidez (LL)	22%
Límite de Plasticidade (LP)	15%
Índice de Plasticidade (IP)	7%
Densidade Real dos Grãos (γ_s)	27,0 kN/m ³
Diâmetro Efetivo (D_{10})	0,0028 mm
Coefficiente de Uniformidade (C_u)	32
% de Areia Média ($0,42 < \phi < 2$ mm)	2,4%
% de Areia Fina ($0,074 < \phi < 0,42$ mm)	46,0%
% de Silte ($0,005 < \phi < 0,074$ mm)	32,6%
% de Argila ($\phi < 0,005$ mm)	19,0%

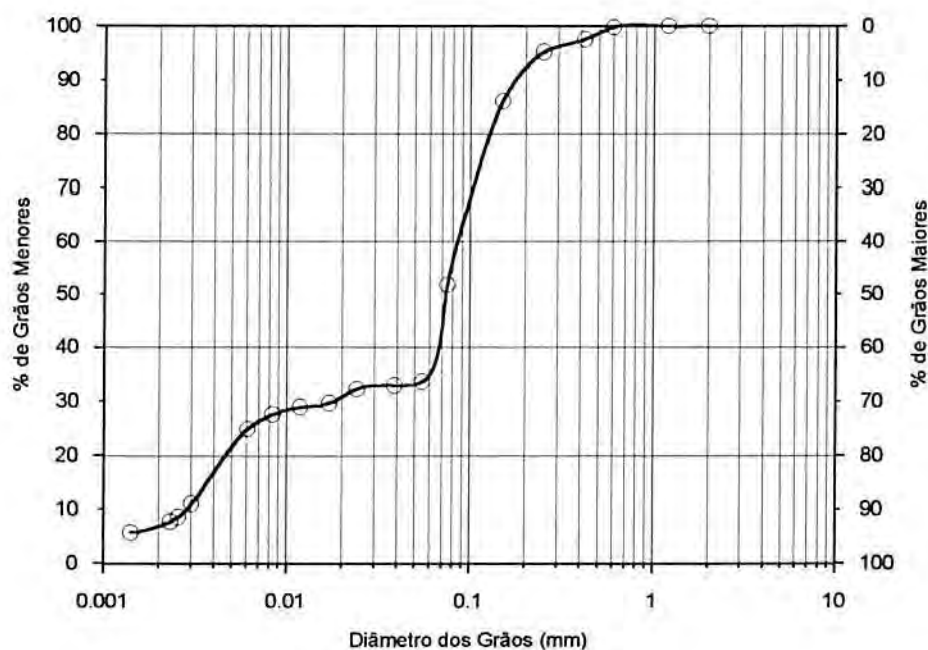


Figura 4.6 - Curva Granulométrica do Solo

b) Mineralogia e Propriedades Físico-químicas

A Tabela 4.9 apresenta as principais características físico-químicas do solo estudado e, em especial, a mineralogia e composição química da fração argila.

Tabela 4.9 - Propriedades Físico-químicas e Mineralógicas do Solo (NÚÑEZ, 1991)

Difratograma de Raios-X da Fração Argila	Fração Cristalina	15,70 %
	Caolinita	9,20 %
	Hematita	3,20 %
	Micas e illita	2,10 %
	Quartzo	1,20 %
	Fração Amorfa	84,30 %
Análise Química da Fração Argila	SiO_2	9,70 %
	Al_2O_3	6,69 %
	Fe_2O_3	1,21 %
Análise Físico-química do Solo	<i>pH</i>	4,7 (ácido)
	Matéria Orgânica	0 %
	<i>CTC</i>	3,01 mequiv/100g

De acordo com esses dados, predomina na fração argila o mineral caolinita. Outras análises feitas por NÚÑEZ (1991) corroboram esta afirmativa, indicando ainda a possível ocorrência de argilominerais do tipo 2:1 e de óxidos, especialmente de alumínio.

c) Características do Solo Compactado

NÚÑEZ (1991) determinou as curvas de compactação do solo nas energias Proctor Normal e Intermediário. Os parâmetros de compactação obtidos destas curvas são apresentados na Tabela 4.10, juntamente com os valores de resistência à compressão simples das amostras compactadas.

Tabela 4.10 - Parâmetros do Solo Compactado (NÚÑEZ, 1991)

ENERGIA DE COMPACTAÇÃO	$\gamma_{d/máx}$ (kN/m^3)	$h_{ót}$ (%)	q_u (kN/m^2)
Proctor Normal	17,40	15,90	190
Proctor Intermediário	18,90	13,90	470

4.8.2 - O Cimento

Como agente cimentante na preparação dos corpos-de-prova para os ensaios triaxiais e para os ensaios de compressão simples, foi usado um cimento Portland Pozolânico tipo CP-IV, classe 32, marca comercial Cimbagé. As características físico-químicas médias deste cimento, apresentadas na Tabela 4.11, foram determinadas por SILVA FILHO (1994).

Tabela 4.11 - Características Físico-químicas do Cimento (SILVA FILHO, 1994)

Características Físicas	Módulo de Finura	1,2%
	Tempo de pega	início: 203 min
		final : 552 min
	Resist. à Compressão (*) (Argamassa)	3 dias: 13,6 MPa
		7 dias: 23,5 MPa
21 dias: 28,0 MPa		
28 dias: 38,6 MPa		
Características Químicas	Al_2O_3	6,10 %
	SiO_2	33,3 %
	CaO	47,3 %
	MgO	5,31 %
	SO_3	1,80 %
	Perda ao Fogo	6,81 %
Álcalis solúveis em Água	0,47 %	

(*) Dados fornecidos pelo fabricante

4.8.3 - A Água

Na moldagem dos corpos-de-prova foi utilizada água potável proveniente da rede pública de abastecimento, sem tratamento adicional. Nos ensaios de caracterização utilizou-se água destilada, sempre que especificado no respectivo método de ensaio.

4.8.4 - Critérios para Escolha dos Materiais

A escolha dos materiais utilizados na pesquisa obedeceu à determinados critérios, os quais são enumerados a seguir.

No caso do solo, as seguintes razões determinaram a escolha: (1) A disponibilidade de jazidas do material na região da Grande Porto Alegre, (2) a facilidade de amostragem e excelente trabalhabilidade em laboratório e (3) a existência de trabalhos prévios de caracterização do solo, e em especial, sobre a sua estabilização físico-química pela adição de cimento Portland.

No caso do agente cimentante, a escolha recaiu sobre o cimento Portland pozolânico em função de que este é, atualmente, o tipo de maior disponibilidade no mercado e também o de menor custo.

CAPÍTULO 5

RESULTADOS EXPERIMENTAIS

5.1 - ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

Na Tabela 5.1, a seguir, são mostrados os resultados dos ensaios de compressão simples realizados sobre amostras moldadas com 1, 3 e 5% de adição de cimento. Para fins de comparação são apresentados resultados obtidos por NÚÑEZ (1991) utilizando o mesmo solo, mas com porcentagens de adição variando de 0 a 11%. Todos os resultados apresentados correspondem à valores médios calculados a partir de 3 medições para cada porcentagem de adição.

Tabela 5.1 - Valores Médios de Resistência à Compressão Simples das Misturas em kN/m²

Porcentagem de Cimento (%)	Cimento CP-I		Cimento CP-IV
	(1)	(2)	(3)
0	190 ^(*)	-	-
1	-	437	305
3	951	914	737
5	1301	1390	1168
11	2351	-	-

(1) NÚÑEZ (1991)

(2) PRIETTO (1994)

(3) Ensaio realizado no presente trabalho

(*) Resultado obtido sem imersão da amostra

Os resultados obtidos por NÚÑEZ (1991), nas mesmas condições de compactação, cura e imersão utilizadas no presente trabalho, referem-se à amostras confeccionadas com o emprego de cimento Portland Comum (tipo CP-I), ao passo que no presente trabalho foi utilizado cimento Portland Pozolânico (tipo CP-IV). Visando superar esta dificuldade, são mostrados na Tabela 5.1 resultados de um programa experimental paralelo (PRIETTO, 1994) onde foi empregado

um cimento Portland tipo CP-I, de características similares ao utilizado por NÚÑEZ (1991).

Os dados da Tabela 5.1, plotados no gráfico da Figura 5.1, mostram a variação da resistência à compressão simples média com a porcentagem de adição para o intervalo de 1 a 5%. Pode-se concluir que os dados obtidos no presente trabalho e aqueles apresentados por NÚÑEZ (1991) pertencem claramente ao mesmo universo, comprovando-se de imediato, que o método de confecção dos corpos-de-prova utilizado por aquele autor foi reproduzido de forma suficientemente adequada.

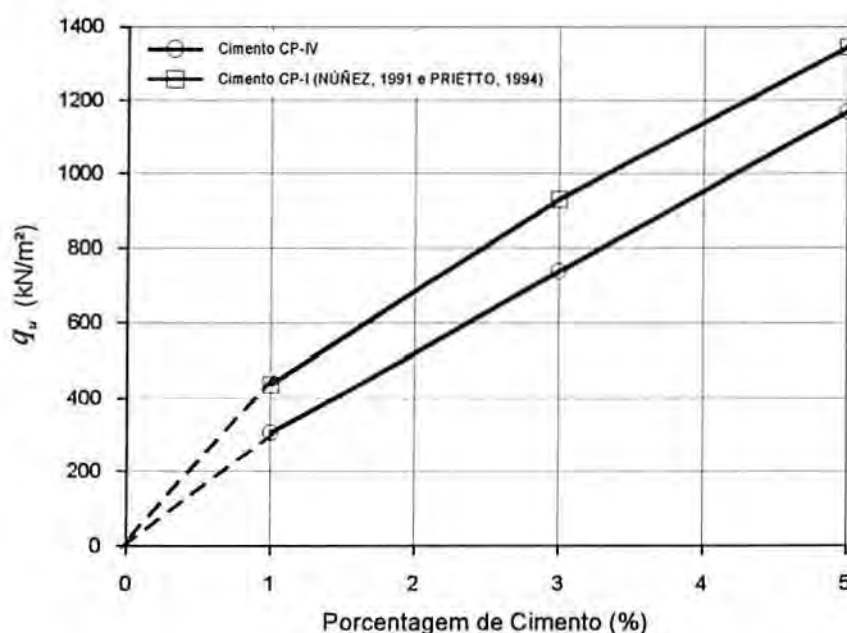


Figura 5.1 - Variação da Resistência Média à Compressão Simples com a Porcentagem de Adição

A resistência à compressão simples para 0% de adição apresentada na Tabela 5.1, refere-se a ensaio realizado sem imersão, uma vez que as amostras submetidas a este processo não permaneceram íntegras, impossibilitando a realização do ensaio. Contudo, pode-se prever, em função da coesão efetiva observada nos ensaios triaxiais, que o solo não cimentado, na condição de saturação, apresenta uma pequena resistência na compressão simples. No presente trabalho, no entanto, assume-se, de forma simplificada, que o valor de q_u na condição de imersão, em função da natureza

predominantemente granular do material investigado, é igual a zero, conforme indica a Figura 5.1.

Da análise da Tabela 5.1 e do gráfico apresentado na Figura 5.1, pode-se concluir que:

a) Embora a natureza do agente cimentante não seja uma variável de interesse no presente trabalho, verifica-se, como esperado, que o tipo de cimento utilizado (CP-I ou CP-IV) tem alguma influência no valor da resistência;

b) A relação entre resistência à compressão simples e porcentagem de adição é claramente linear na faixa de 1 a 5%;

c) Verifica-se que a adição de pequenas quantidades de cimento Portland (até 3%, por exemplo) produz ganhos de resistência muito significativos, para ambos os tipos de cimento.

5.2 - ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

A seguir, são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios triaxiais drenados, realizados sobre o solo artificialmente cimentado bem como sobre o solo não cimentado. A discussão, neste capítulo, abrange aspectos relacionados com as condições de realização dos ensaios e, principalmente, aspectos básicos do comportamento geotécnico do solo tais como ruptura, rigidez, deformação volumétrica e estado último, buscando-se na análise, a comparação entre os comportamentos cimentado e não cimentado, e uma avaliação inicial, a ser aprofundada no capítulo seguinte, da influência do grau de cimentação e da tensão efetiva média inicial.

5.2.1 - Variação do Parâmetro B de Poro-pressão

O parâmetro B de poro-pressão (SKEMPTON, 1954) é definido como sendo a relação, em um carregamento não drenado, entre a variação da poro-pressão e a variação correspondente da tensão

total (LAMBE & WITHMAN, 1979). Para o caso especial do carregamento triaxial isotrópico de um solo isotrópico e homogêneo, o parâmetro B pode ser calculado pela expressão:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_c} \quad (5.1)$$

onde $\Delta \sigma_c$ é um acréscimo na tensão total isotrópica de confinamento e Δu é a variação correspondente da poro-pressão.

Na presente pesquisa, a condição de saturação das amostras cimentadas era arbitrariamente alcançada quando duas medições sucessivas do parâmetro B não indicavam variação superior a 1%. Nos ensaios sobre amostras não cimentadas, a saturação era presumida quando o parâmetro B alcançava o valor de 0,95.

Na Figura 5.2 é mostrada a variação do Parâmetro B para os ensaios realizados sobre amostras cimentadas, na condição de saturação completa ($S=100\%$).

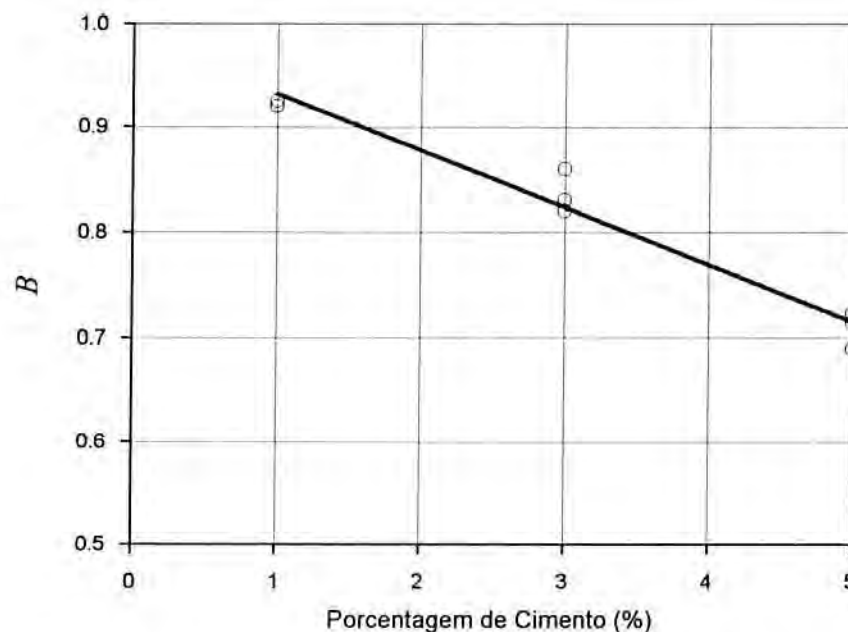


Figura 5.2 - Variação do Parâmetro de Poro-pressão B com a Porcentagem de Adição ($S=100\%$)

A análise da Figura 5.2 mostra que o parâmetro B apresenta valores menores que a unidade, variando de forma essencialmente linear com a porcentagem de cimento, diminuindo a medida que a

cimentação aumenta. A regressão feita a partir dos oito pontos plotados, apresentou um coeficiente de determinação (r^2) de 0,965 e projeta um coeficiente de poro-pressão para o solo não cimentado de 0,99.

O comportamento observado está de acordo com a natureza intrínseca do parâmetro de poro-pressão, cujo valor depende, entre outros fatores, da rigidez estrutural do solo, e é plenamente consistente com outras referências encontradas na bibliografia, entre as quais destaca-se a tabela apresentada por LAMBE & WITHMAN (1979) parcialmente transcrita a seguir:

Tabela 5.2 - Valores do Parâmetro B (LAMBE & WITHMAN, 1979, p.395)

Material	S(%)	Parâmetro B
Arenito	100	0,286
Granito	100	0,342
Concreto	100	0,582
Areia Densa	100	0,9921
Areia Fofa	100	0,9984
Argila N. Adensada	100	0,9998

LEE et al. (1969) relatam vários exemplos onde o parâmetro B de solos saturados apresentam valores menores que a unidade. Segundo os autores, o principal fator que contribui para um baixo valor de B é a baixa compressibilidade da estrutura do solo. Solos com estrutura muito rígida, como o solo-cimento e alguns solos compactados, tendem a apresentar, segundo os autores, valores de B menores que a unidade.

5.2.2 - Trajetórias de Tensões Efetivas

As Figuras 5.3, 5.4, 5.5, e 5.6, a seguir, mostram as trajetórias de tensões efetivas seguidas nos ensaios triaxiais. As trajetórias foram plotadas a partir do monitoramento da poro-pressão na base do corpo-de-prova durante toda a fase de cisalhamento do ensaio. Pode-se verificar que a condição de

drenagem completa foi efetivamente assegurada durante os ensaios, uma vez que as trajetórias efetivas são praticamente coincidentes, durante todo o ensaio, com as trajetórias de tensões totais aplicadas.

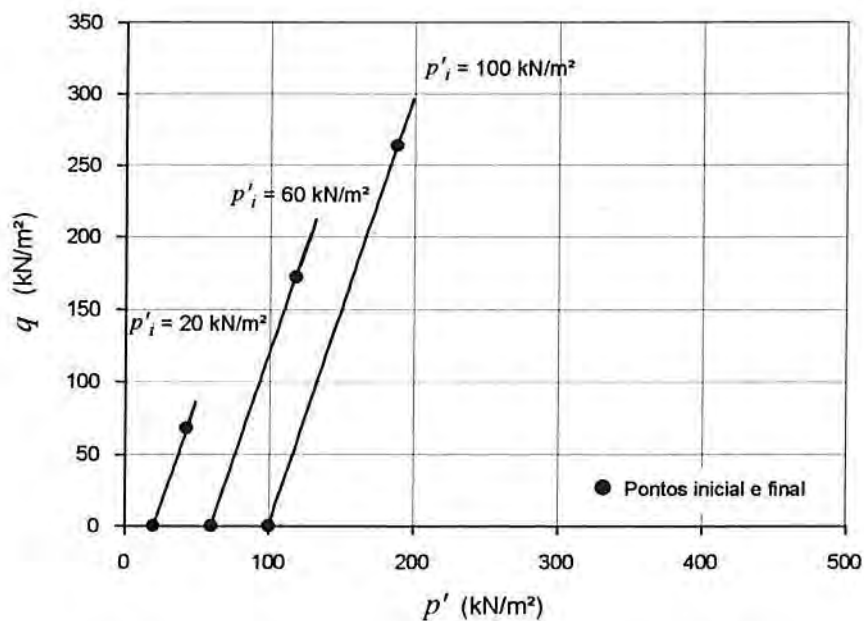


Figura 5.3 - Trajetórias de Tensões Efetivas 0% de Cimento

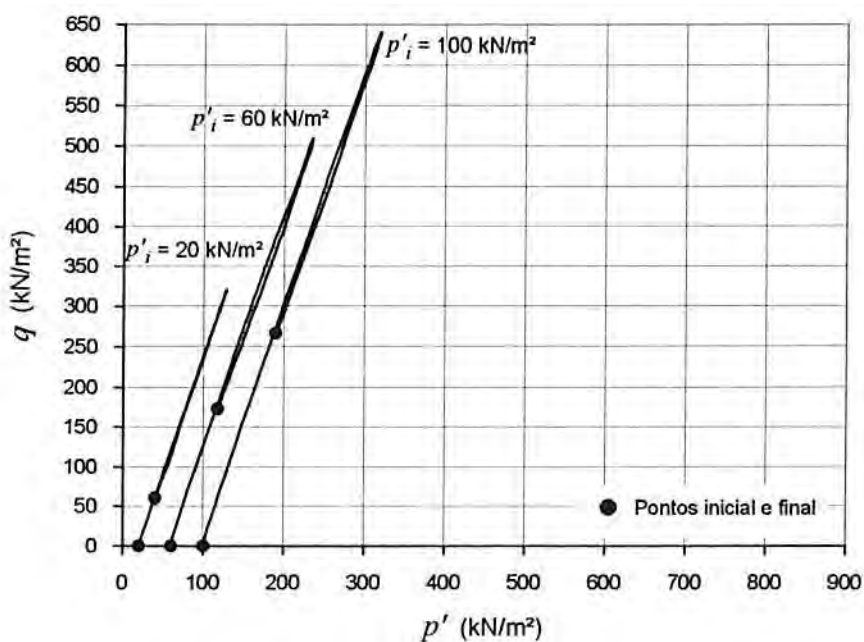


Figura 5.4 - Trajetórias de Tensões Efetivas 1% de Cimento

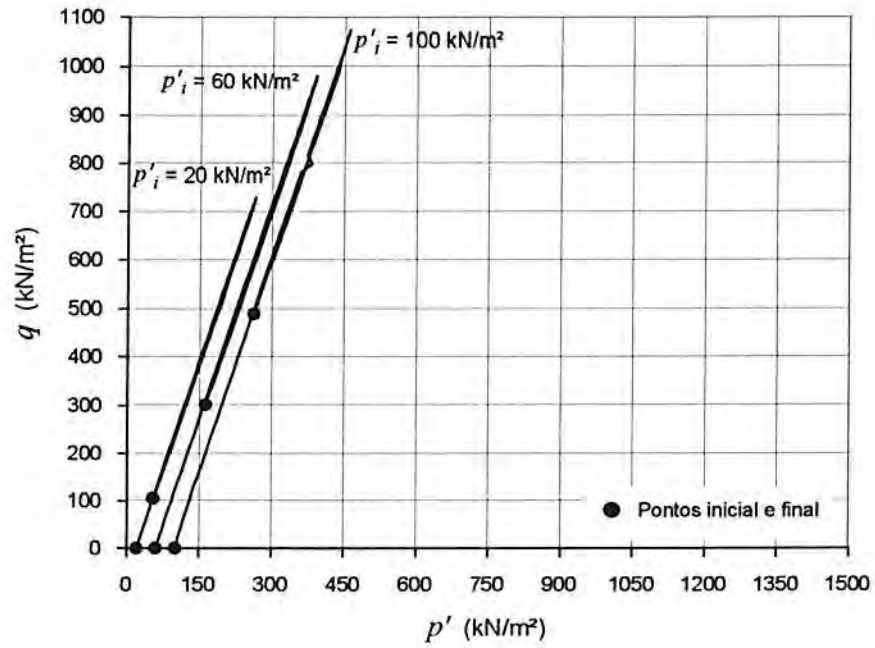


Figura 5.5 - Trajetórias de Tensões Efetivas 3% de Cimento

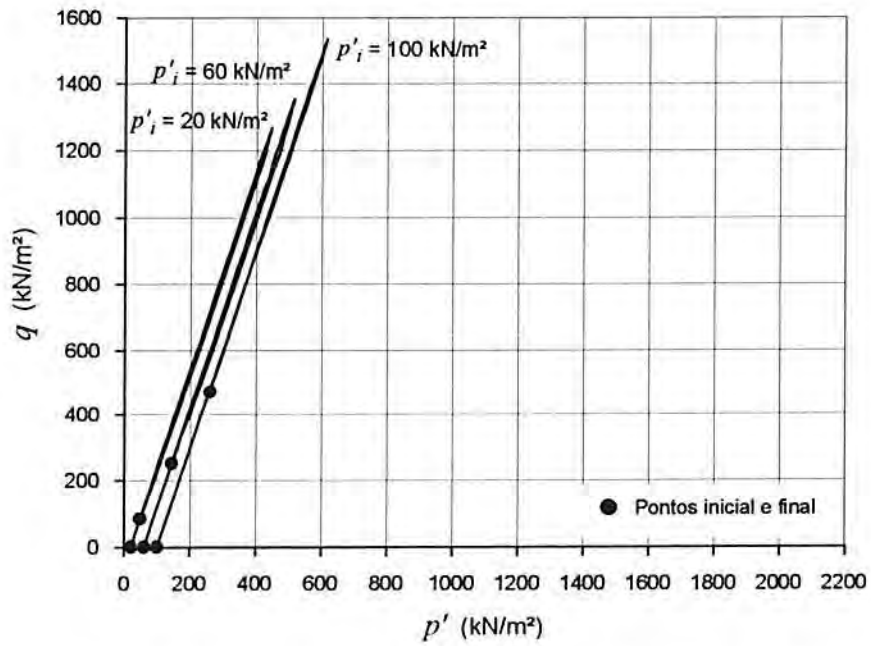


Figura 5.6 - Trajetórias de Tensões Efetivas 5% de Cimento

5.2.3 - Curvas Tensão-deformação e de Variação Volumétrica

As Figuras 5.7, 5.9, 5.11 e 5.13 mostram as curvas tensão-deformação plotadas no espaço deformação axial versus tensão desvio ($\epsilon_a:q$), respectivamente para 0, 1, 3 e 5% de adição de cimento. As Figuras 5.8, 5.10, 5.12 e 5.14 mostram as curvas correspondentes de variação volumétrica, no espaço deformação axial versus deformação volumétrica ($\epsilon_a:\epsilon_v$). Na Tabela 5.3 é apresentado um resumo dos resultados dos ensaios triaxiais realizados.

As Figuras 5.15 a 5.20 mostram as mesmas curvas tensão-deformação e de variação volumétrica, respectivamente para as tensões efetivas médias iniciais de 20, 60 e 100 kN/m².

A partir da análise destas curvas, algumas características a serem discutidas nos itens subseqüentes podem ser claramente distinguidas no comportamento tensão-deformação das amostras artificialmente cimentadas e não cimentadas. Estas características dizem respeito basicamente: (1) à variação da tensão desvio na ruptura, (2) ao modo de ruptura, (3) à variação volumétrica durante o cisalhamento, (4) à rigidez inicial e às deformações até a ruptura, (5) às envoltórias de resistência, (6) à variação dos parâmetros de resistência e (7) ao comportamento pós-ruptura.

De forma geral, o comportamento tensão-deformação pode ser descrito como sendo muito rígido inicialmente, aparentemente linear, até um ponto de plastificação bem definido, a partir do qual o solo experimenta deformações plásticas crescentes até a ruptura. O comportamento pós-ruptura caracteriza-se por uma queda da tensão desvio, mais intensa e rápida nas amostras de maior grau de cimentação, e pela existência de um estado último, ao que tudo indica independente da cimentação, onde a tensão desvio se aproxima de um valor estável com a deformação axial crescente. Quanto à variação de volume, as amostras apresentam uma compressão inicial seguida de uma forte expansão que, após a ruptura, diminui o seu gradiente tendendo, no final, para um valor estável.

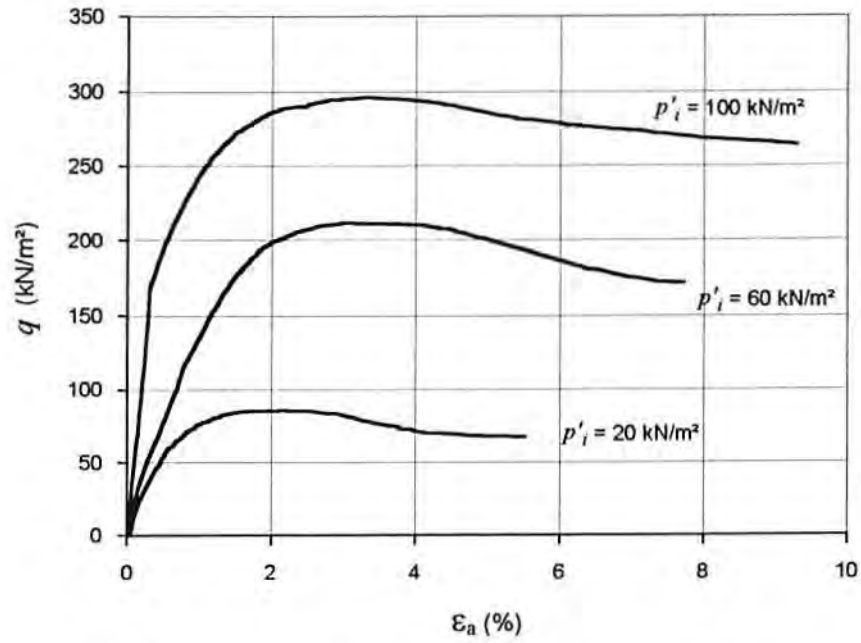


Figura 5.7 - Deformação Axial x Tensão Desvio
0% de Cimento

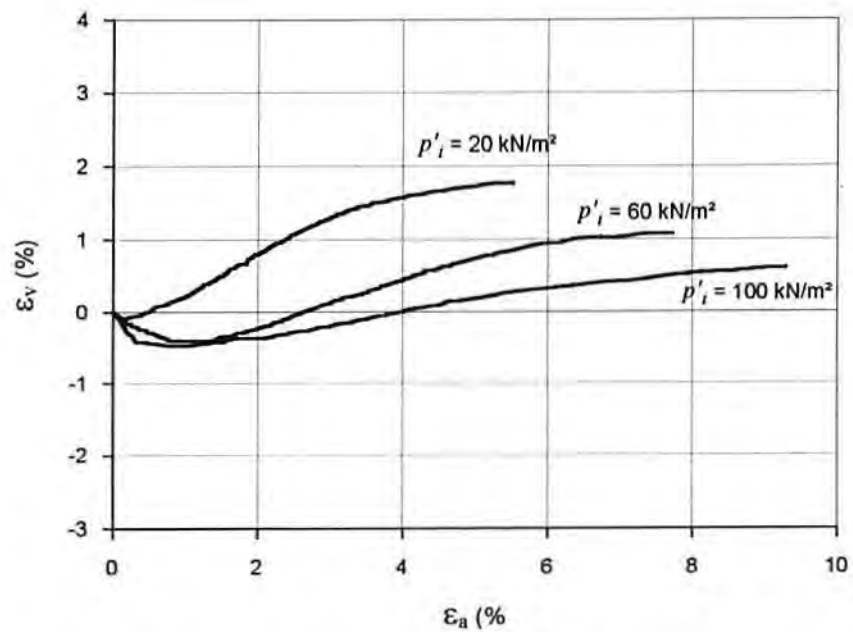


Figura 5.8 - Deformação Axial x Def. Volumétrica
0% de Cimento

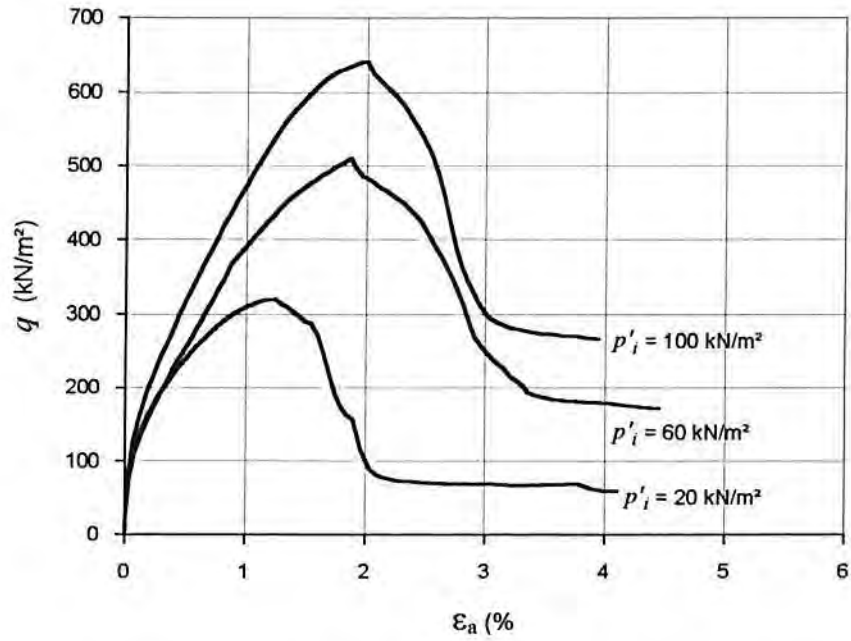


Figura 5.9 - Deformação Axial x Tensão Desvio
1% de Cimento

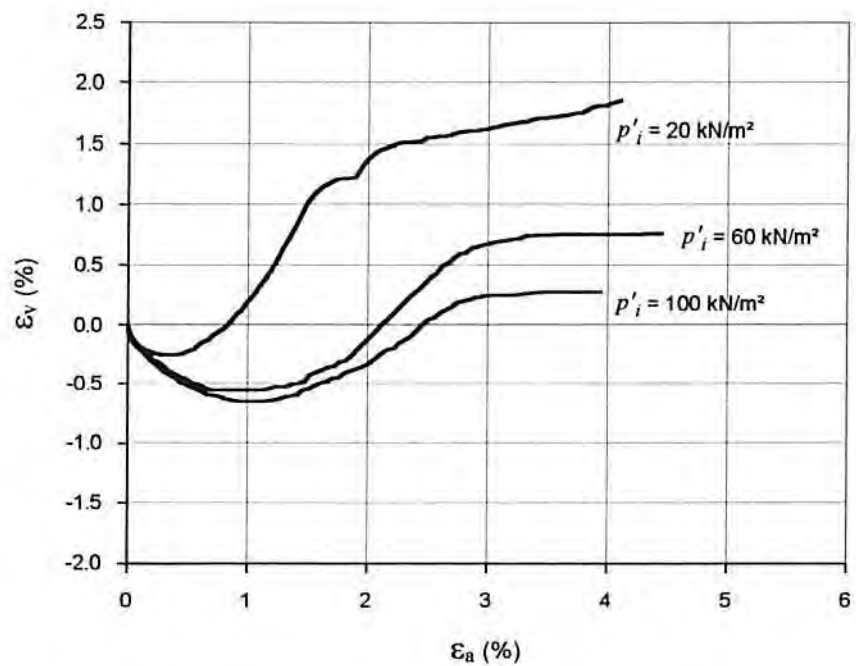


Figura 5.10 - Deformação Axial x Def. Volumétrica
1% de Cimento

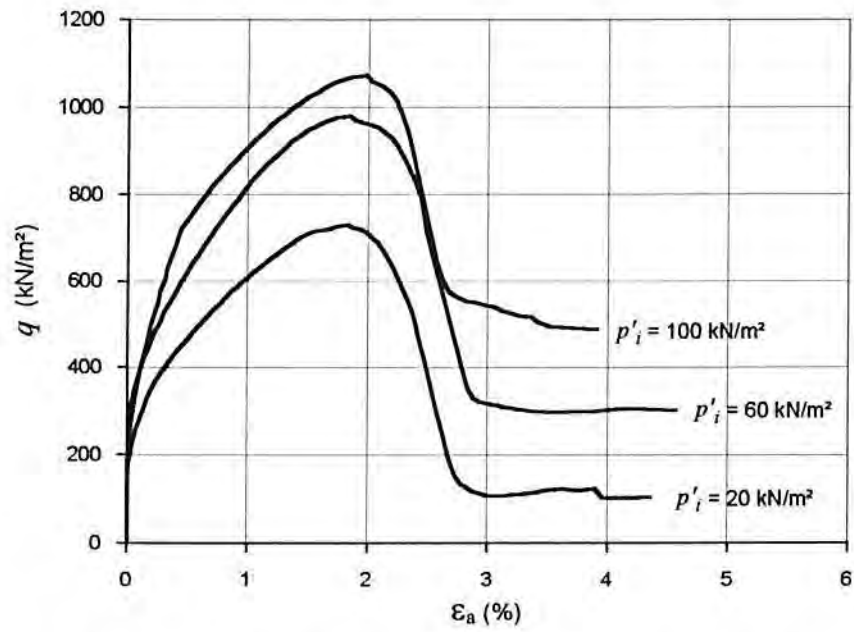


Figura 5.11 - Deformação Axial x Tensão Desvio
3% de Cimento

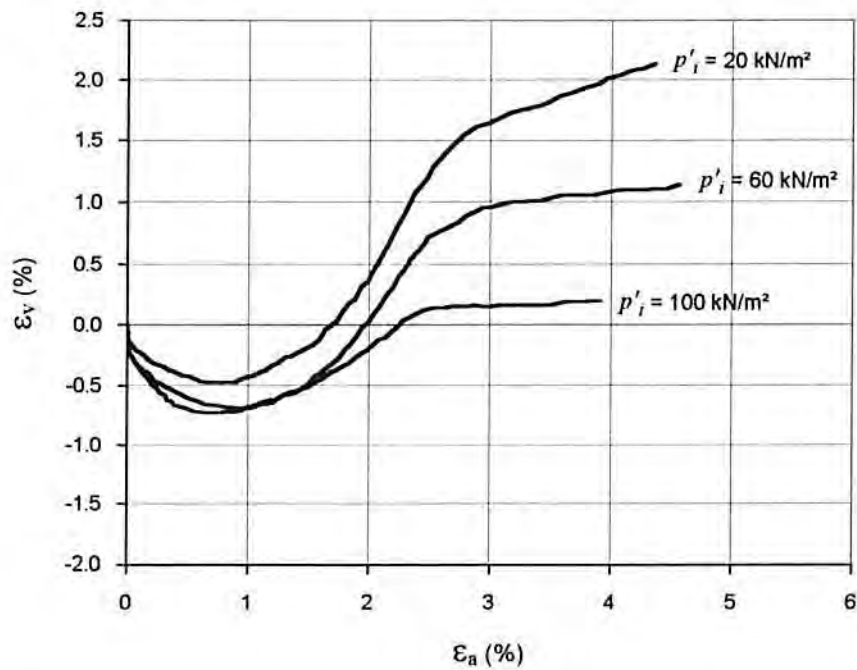


Figura 5.12 - Deformação Axial x Def. Volumétrica
3% de Cimento

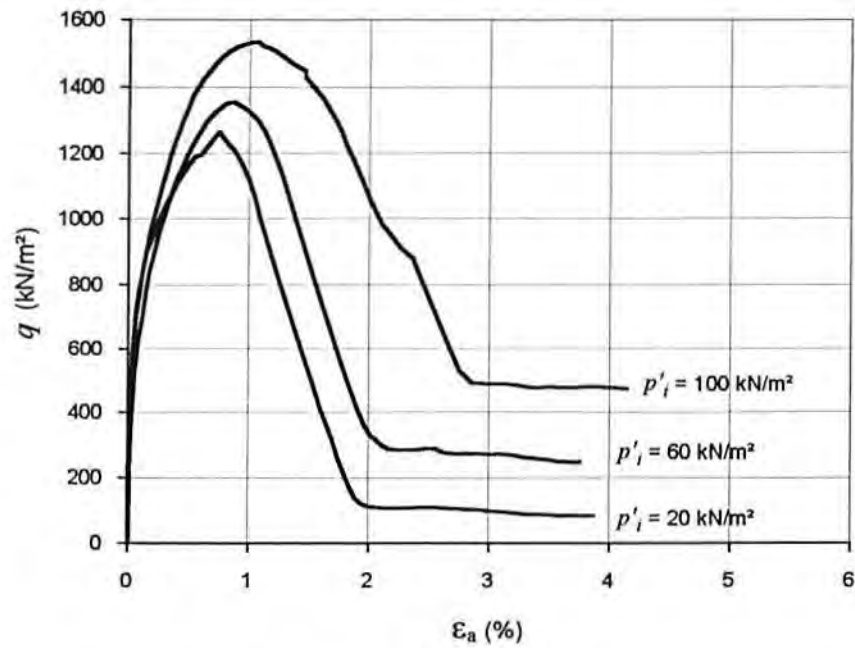


Figura 5.13 - Deformação Axial x Tensão Desvio
5% de Cimento

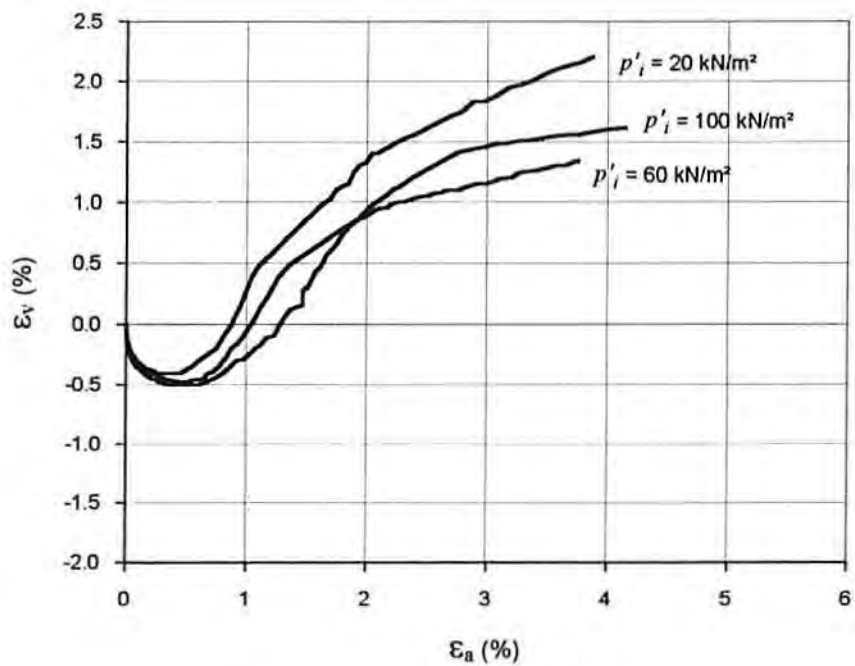


Figura 5.14 - Deformação Axial x Def. Volumétrica
5% de Cimento

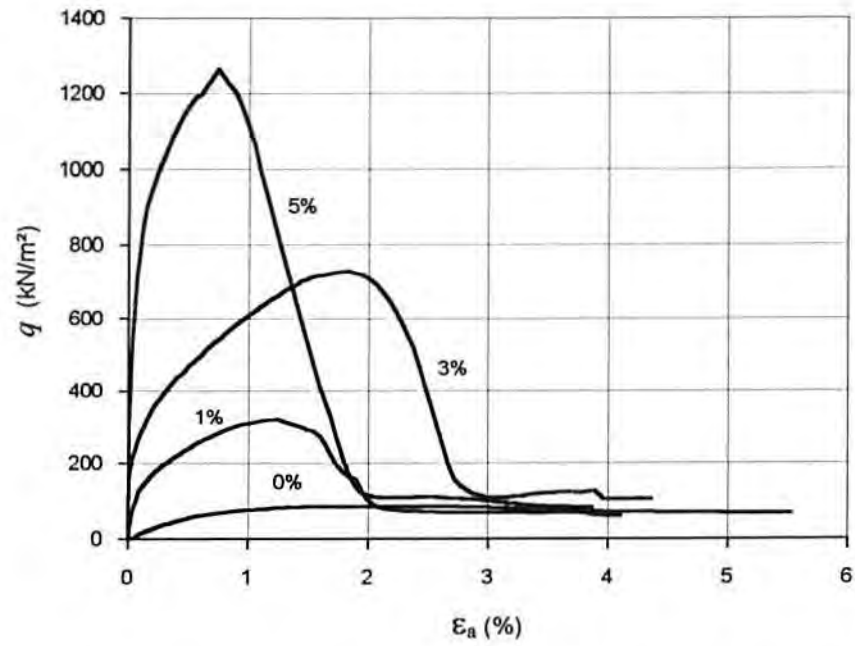


Figura 5.15 - Deformação Axial x Tensão Desvio
 $p'_i = 20 \text{ kN/m}^2$

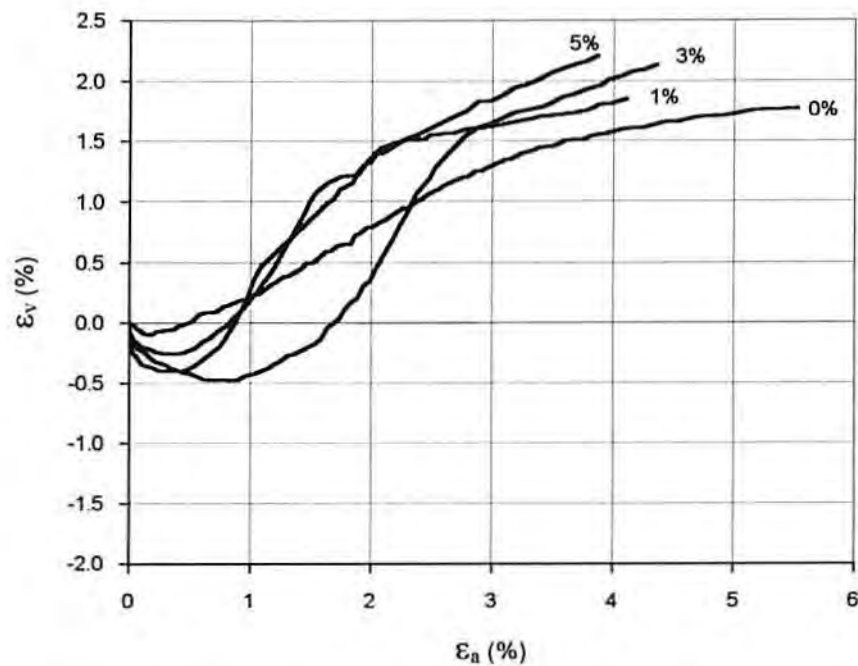


Figura 5.16 - Deformação Axial x Def. Volumétrica
 $p'_i = 20 \text{ kN/m}^2$

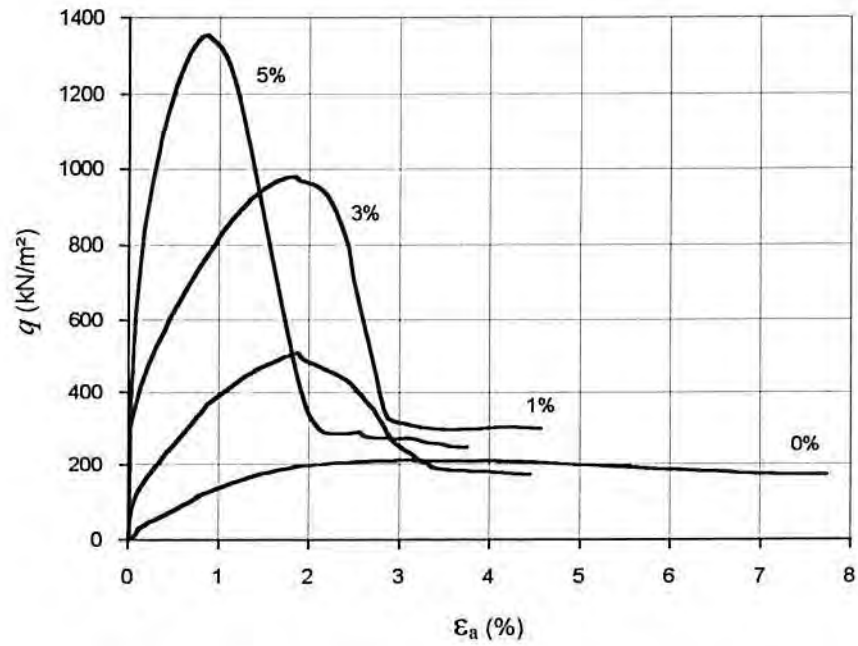


Figura 5.17 - Deformação Axial x Tensão Desvio
 $p'_i = 60 \text{ kN/m}^2$

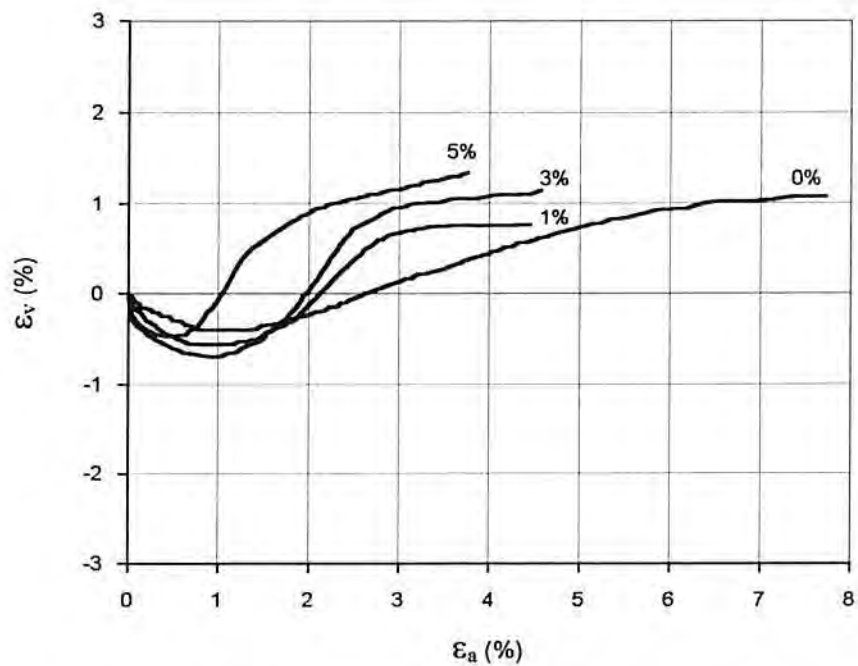


Figura 5.18 - Deformação Axial x Def. Volumétrica
 $p'_i = 60 \text{ kN/m}^2$

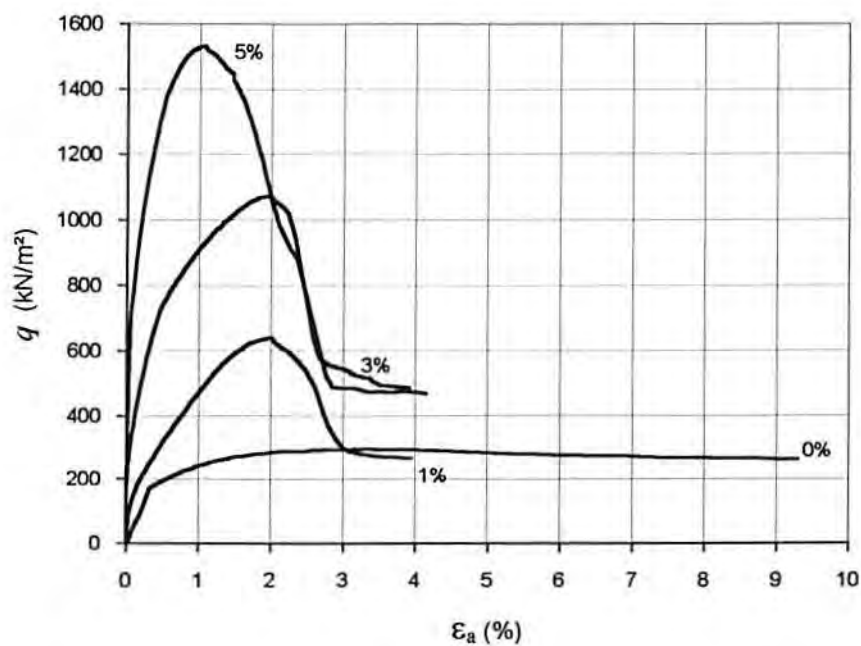


Figura 5.19 - Deformação Axial x Tensão Desvio
 $p'_i = 100 \text{ kN/m}^2$

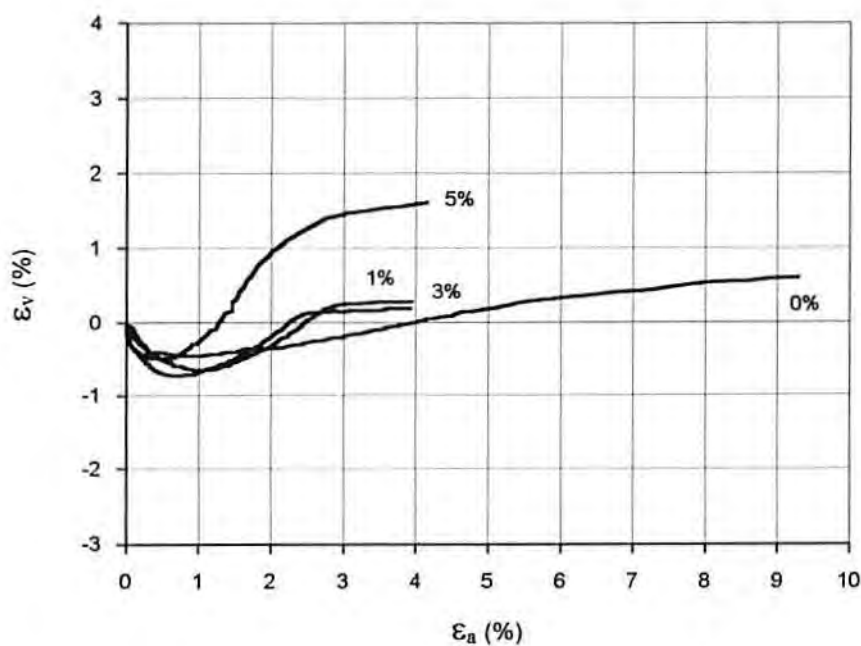


Figura 5.20 - Deformação Axial x Def. Volumétrica
 $p'_i = 100 \text{ kN/m}^2$

Tabela 5.3 - Resumo dos Resultados dos Ensaios Triaxiais Drenados (CID)

Identificação do Ensaio (*)	e_0	P'_{rup} (kN/m ²)	q_{rup} (kN/m ²)	e_{rup}	φ' (graus)	c' (kN/m ²)	P'_{ult} (kN/m ²)	q_{ult} (kN/m ²)	e_{ult}	φ_{ult} (graus)	c_{ult} (kN/m ²)
CID-0/20	0,5275	48,7	85,8	0,5405			42,4	67,7	0,5546		
CID-0/60	0,5215	131,5	212,0	0,5236	35	9,9	118,0	172,0	0,5379	34	5,4
CID-0/100	0,5187	198,5	296,3	0,5169			187,5	263,8	0,5279		
CID-1/20	0,5076	127,5	320,2	0,5160			40,0	59,7	0,5356		
CID-1/60	0,5147	234,2	510,2	0,5108	41	56,7	117,7	172,6	0,5262	34	2,8
CID-1/100	0,5232	318,9	640,3	0,5182			189,2	266,7	0,5274		
CID-3/20	0,5284	264,8	729,1	0,5311			54,7	104,4	0,5610		
CID-3/60	0,5159	390,3	980,9	0,5134	44	137,6	162,5	300,4	0,5332	44	3,1
CID-3/100	0,5101	458,8	1072,8	0,5069			261,9	488,9	0,5130		
CID-5/20	0,5047	445,1	1266,2	0,5018			47,5	82,9	0,5380		
CID-5/60	0,5224	515,5	1355,7	0,5194	39	276,7	143,9	250,2	0,5428	44	0,0
CID-5/00	0,5176	614,9	1535,8	0,5145			259,8	470,1	0,5421		

(*) CID-A/B - A é a porcentagem de cimento e B é a tensão de confinamento em kN/m².

5.2.4 - Tensão Desvio na Ruptura

Na Tabela 5.3 são apresentados os valores da tensão desvio na ruptura (q_{rup}), isto é, o seu valor máximo, observado em todos os ensaios realizados.

Uma característica comum a todos os ensaios, evidenciada nas curvas tensão-deformação e na Tabela 5.3, é que a tensão desvio na ruptura aumentou com os incrementos da tensão efetiva média inicial e do grau de cimentação. Esta observação, consistente com outros resultados encontrados na literatura (e.g. BALMER, 1958; SAXENA & LASTRICO, 1978; DUPAS & PECKER, 1979; CLOUGH, et al., 1979 e 1981; ACAR & EL-TAHIR, 1986; CHANG & WOODS, 1992; AIREY, 1993), é qualitativamente mostrada nos gráficos de dois fatores das Figuras 5.21 e 5.22. Nestes gráficos, obtidos a partir das curvas tensão-deformação, o grau de cimentação, representado pela porcentagem de cimento da mistura, e a tensão efetiva média inicial, apresentam uma correlação significativa e essencialmente linear com a tensão desvio na ruptura. Nota-se, sobretudo, que o gradiente de todas as retas, obtidas por regressão linear, para os níveis de tensão e graus de cimentação estudados, é praticamente o mesmo.

As retas de regressão linear mostradas na Figura 5.21 foram obtidas a partir de 4 pontos. As equações e os coeficientes de determinação (r^2) correspondentes, aplicáveis para a faixa de 0 a 5% de cimento, são:

$$p'_i = 20 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad q_{rup} / \left(\text{kN/m}^2 \right) = 76,3 + 227,1 (\% \text{cimento}), \quad r^2 = 0,992 \quad (5.2)$$

$$p'_i = 60 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad q_{rup} / \left(\text{kN/m}^2 \right) = 253,8 + 232,9 (\% \text{cimento}), \quad r^2 = 0,996 \quad (5.3)$$

$$p'_i = 100 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad q_{rup} / \left(\text{kN/m}^2 \right) = 343,1 + 241,4 (\% \text{cimento}), \quad r^2 = 0,993 \quad (5.4)$$

A análise das Figuras 5.21 e 5.22 e das equações 5.2 a 5.4 sugere que a tensão desvio na ruptura, obtida em ensaios triaxiais CID para o solo artificialmente cimentado estudado, pode ser representada por uma equação geral do tipo:

$$q_{rup} = k_0 + k_1 \cdot p'_i + k_2 \cdot C \quad (5.5)$$

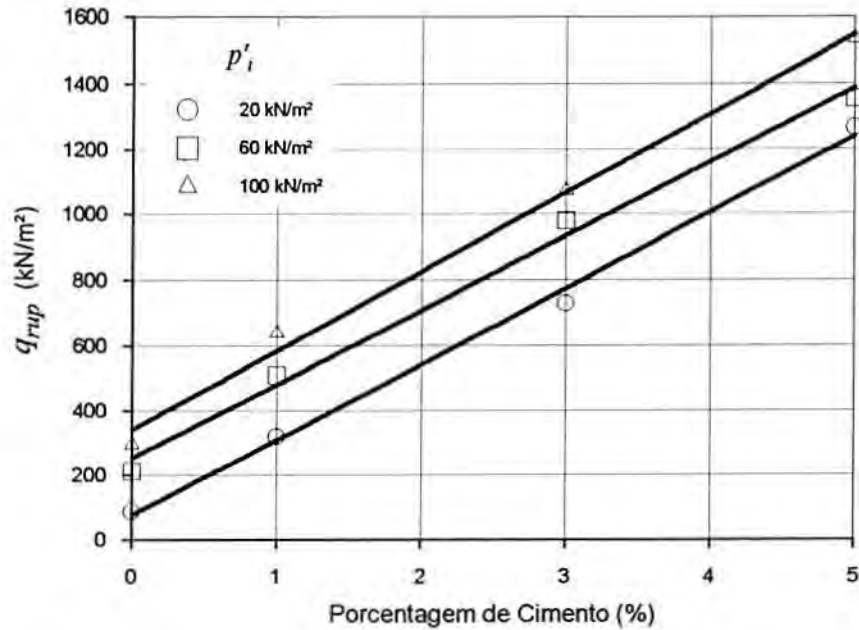


Figura 5.21 - Variação da Tensão Desvio na Ruptura com a Porcentagem de Cimento

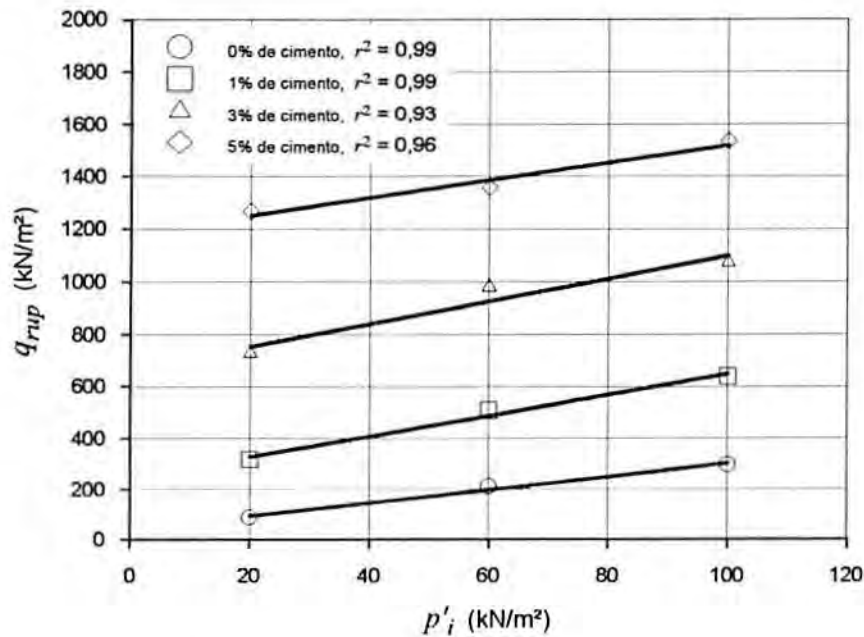


Figura 5.22 - Variação da Tensão Desvio na Ruptura com a Tensão Efetiva Média Inicial

onde: (1) $k_0 + k_1 \cdot p'_i$ é a tensão desvio máxima para o solo não cimentado ($q_{rup/0}$) em um ensaio CID, obtida diretamente na envoltória de ruptura em função da tensão efetiva média inicial (p'_i), conforme mostra a Figura 5.23; (2) k_2 é também uma função da tensão efetiva

média inicial e corresponde à taxa de variação da tensão desvio com a cimentação, e que, considerando a pequena variação observada em torno do seu valor médio ($CV = 3,07\%$), poderia ser considerada como uma constante do material, obtida a partir do gradiente médio das retas apresentadas na Figura 5.21; e (3) C é uma variável que representa o grau de cimentação do solo.

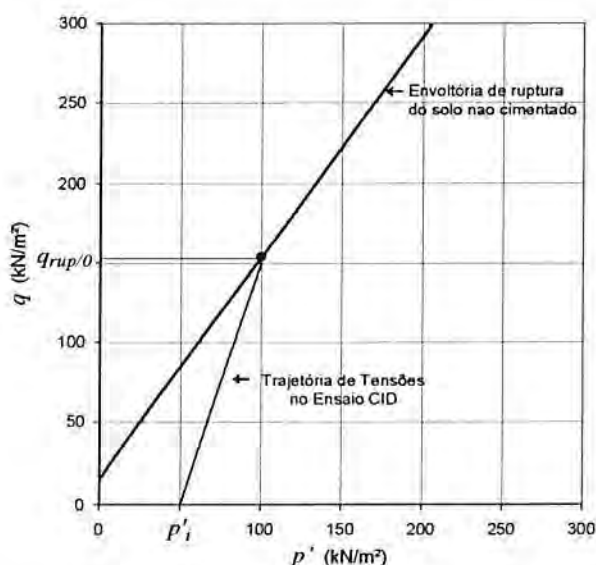


Figura 5.23 - Determinação Analítica de $q_{rup/0}$

$q_{rup/0}$ na Figura 5.23 pode ser determinado analiticamente, em função dos parâmetros de resistência (c'_o, φ'_o) do solo não cimentado e da tensão efetiva média inicial (p'_i), pela seguinte expressão:

$$q_{rup/0} = k_0 + k_1 \cdot p'_i = 2 \cdot c'_o \cdot \frac{\cos \varphi'_o}{1 - \sin \varphi'_o} + 2 \cdot p'_i \cdot \frac{\sin \varphi'_o}{1 - \sin \varphi'_o} \quad (5.6)$$

Esta análise será desenvolvida com maior profundidade no Capítulo 6.

5.2.5 - Modo de Ruptura

Na discussão a respeito do modo de ruptura, cabe definir dois tipos básicos: (1) a ruptura frágil, característica de materiais muito rígidos como solos cimentados, areias densas, argilas fortemente adensadas, que é acompanhada por uma queda brusca da

resistência após a ruptura, e pela formação de planos bem definidos de ruptura; (2) a ruptura dúctil, característica das areias fofas e argilas moles, que não apresenta a formação de planos definidos de ruptura e nem queda significativa de resistência após a tensão desvio máxima ser atingida.

A Figura 5.24b, a seguir, mostra alguns dos corpos-de-prova cimentados rompidos nos ensaios triaxiais. Pode-se notar a formação de planos de ruptura perfeitamente definidos em todas as amostras. O ângulo formado pelo plano de ruptura com o plano onde atua a tensão principal maior, θ_{crit} , conforme definido por LAMBE & WITHMAN, 1979 (ver Fig. 5.24a), variou entre 62 e 68 graus.

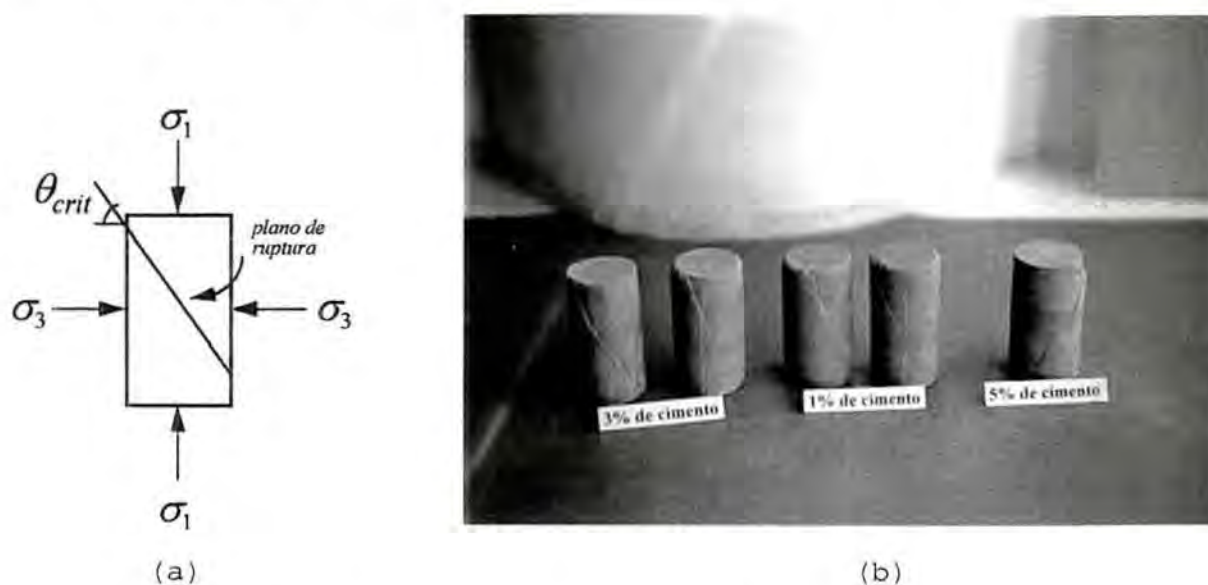


Figura 5.24 - Formação de Planos de Ruptura

Todas as amostras cimentadas apresentaram queda significativa da tensão desvio após a ruptura, caracterizando-se claramente uma ruptura frágil.

Nas amostras não cimentadas, no entanto, não houve a formação de um plano de ruptura definido, nem tampouco houve queda acentuada da tensão desvio após a ruptura, caracterizando-se, portanto, uma ruptura dúctil.

Na Figura 5.25 é mostrada, através de um gráfico de dois fatores, a influência da cimentação e da tensão efetiva média inicial sobre o modo de ruptura, representado aqui por um "índice

de fragilidade" similar ao utilizado por YOSHINAKA & YAMABE (1981)¹ e definido da seguinte forma:

$$I_F = \frac{q_{rup}}{q_{final}} - 1 \quad (5.7)$$

onde I_F é o índice de fragilidade e q_{rup} e q_{final} são, respectivamente, a tensão desvio na ruptura e ao final do ensaio. Quanto maior o valor deste coeficiente mais frágil é o comportamento do solo na ruptura, ao passo que se I_F é igual a zero, o comportamento é perfeitamente dúctil.

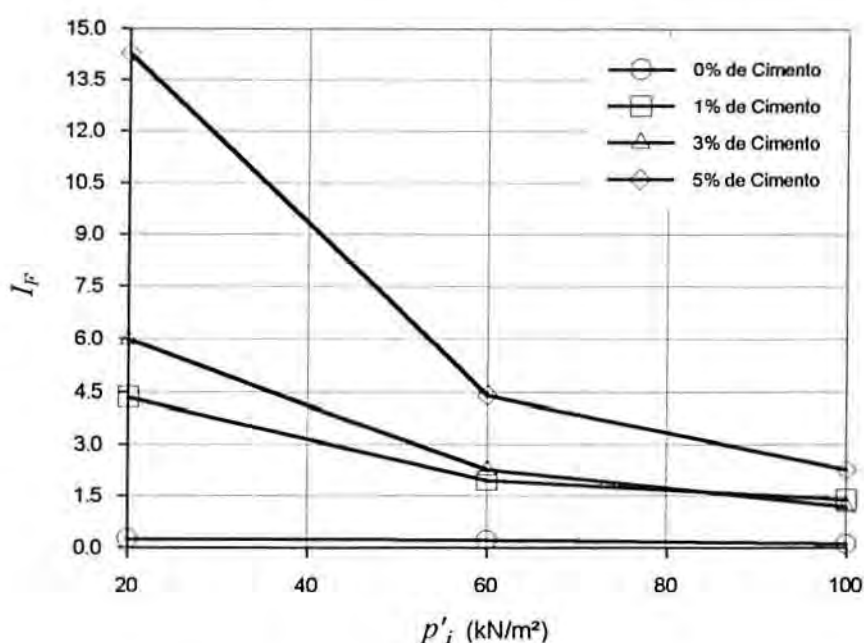


Figura 5.25 - Variação do Índice de Fragilidade

A partir da análise da Figura 5.25 juntamente com as curvas tensão-deformação, verifica-se que o modo de ruptura foi fortemente influenciado pelo nível de tensões e pela cimentação. Com o aumento do grau de cimentação, a ruptura se tornou cada vez mais frágil. Correlação inversa é observada quando do aumento da tensão efetiva média inicial. A Figura 5.25 evidencia uma forte interação entre a cimentação e a tensão efetiva média inicial, isto é, o efeito da cimentação sobre o modo de ruptura depende no nível de tensões atuante. Para baixas tensões, o efeito da cimentação é muito

¹ Ver Equação 3.1, página 33

grande, enquanto que, para tensões elevadas, o modo de ruptura tende à ruptura dúctil independente da cimentação.

5.2.6 - Variação Volumétrica

A análise das deformações volumétricas pode ser realizada a partir dos gráficos apresentados nas Figuras 5.8, 5.10, 5.12, 5.14, 5.16, 5.18 e 5.20.

Esta análise deve ser separada em duas partes: (1) deformações até a ruptura e (2) após a ruptura.

No primeiro caso, as deformações observadas mostram que, para a faixa de tensões investigada, após uma compressão inicial, uma forte expansão ocorreu durante o cisalhamento. A influência da tensão efetiva média inicial no comportamento expansivo do solo foi claramente observada. Quanto menor a tensão, maior a expansão sofrida que, na maioria dos ensaios realizados sobre amostras cimentadas, atingiu seu gradiente máximo após a ruptura. Por outro lado, não foi identificada uma influência significativa do grau de cimentação neste aspecto do comportamento do solo cimentado.

No segundo caso, em função da ruptura frágil observada nas amostras cimentadas, com a formação de planos definidos de ruptura, as medições de variação de volume são afetadas significativamente por fatores externos como a deformação da membrana, prejudicando qualquer análise que pudesse ser realizada neste estágio.

5.2.7 - Envoltórias e Parâmetros de Resistência

a) Condição de Ruptura

As envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios triaxiais para as amostras com 0, 1, 3 e 5% de cimento são apresentadas respectivamente nas Figuras 5.26, 5.27, 5.28 e 5.29.

A Figura 5.30 mostra todas as envoltórias de ruptura juntas em um mesmo gráfico.

Todas as envoltórias obtidas são essencialmente lineares, apresentando coeficientes de determinação (r^2) muito próximos da unidade. A característica mais marcante, no entanto, é o aparente paralelismo das envoltórias de ruptura, conforme é mostrado, de forma qualitativa, na Figura 5.30. Os parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito (c', φ'), são apresentados na Tabela 5.3.

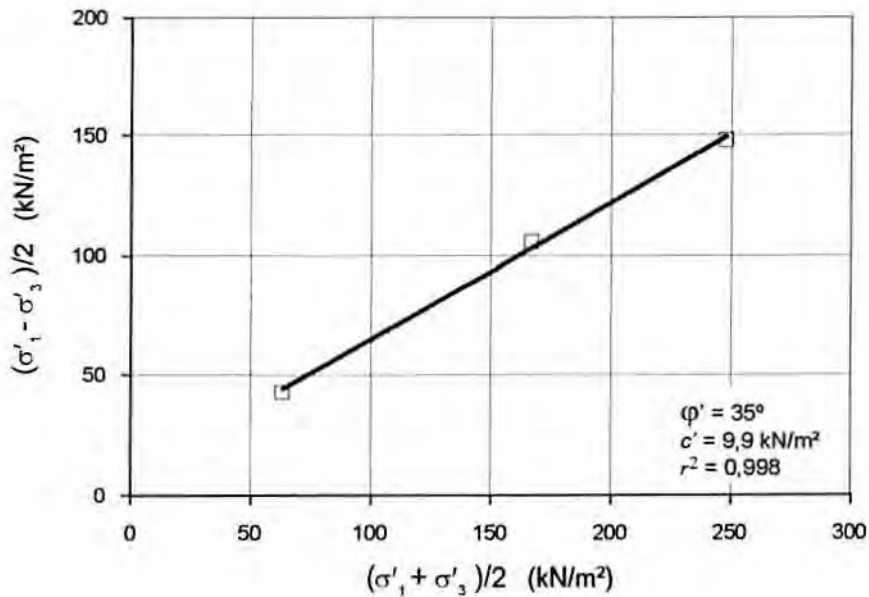


Figura 5.26 - Envoltória de Ruptura
0% de Cimento

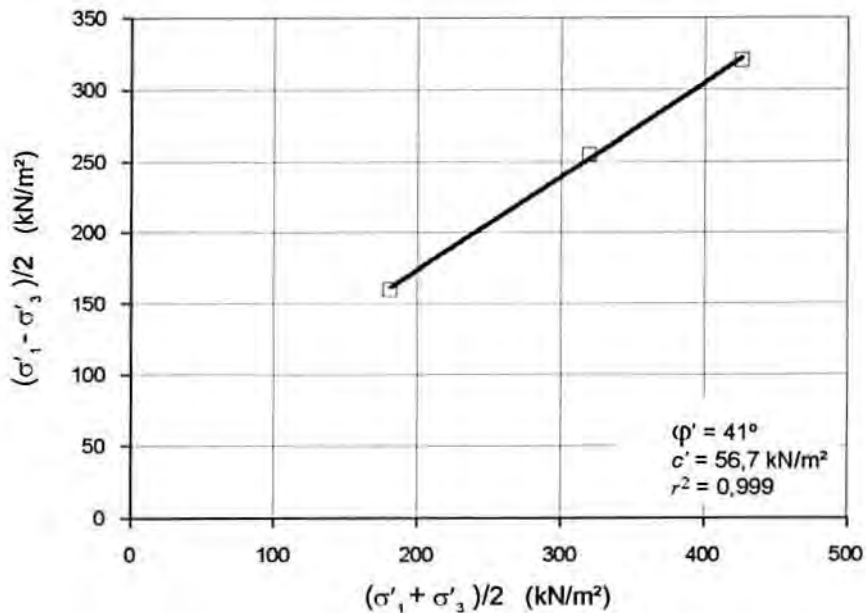


Figura 5.27 - Envoltória de Ruptura
1% de Cimento

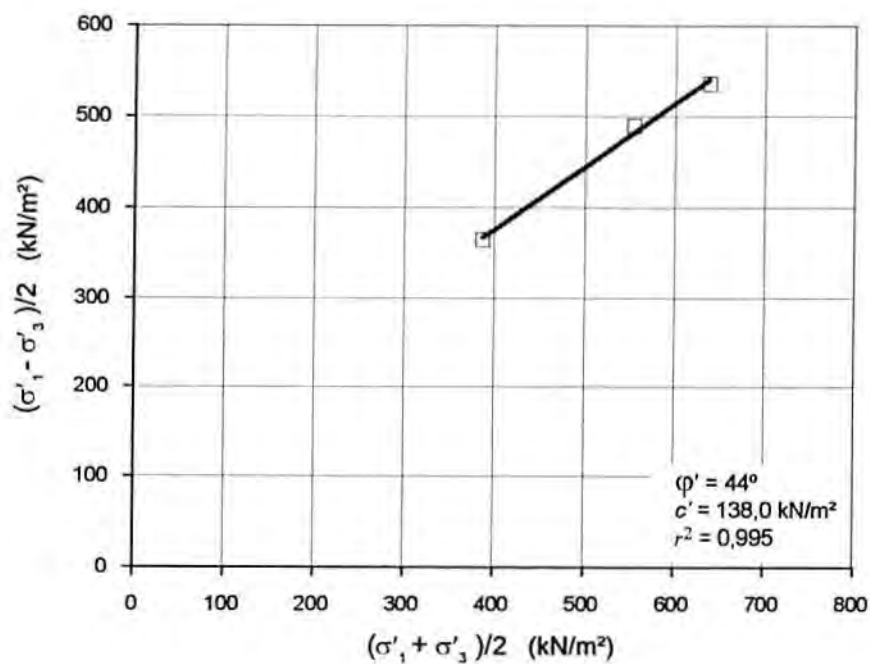


Figura 5.28 - Envoltória de Ruptura
3% de Cimento

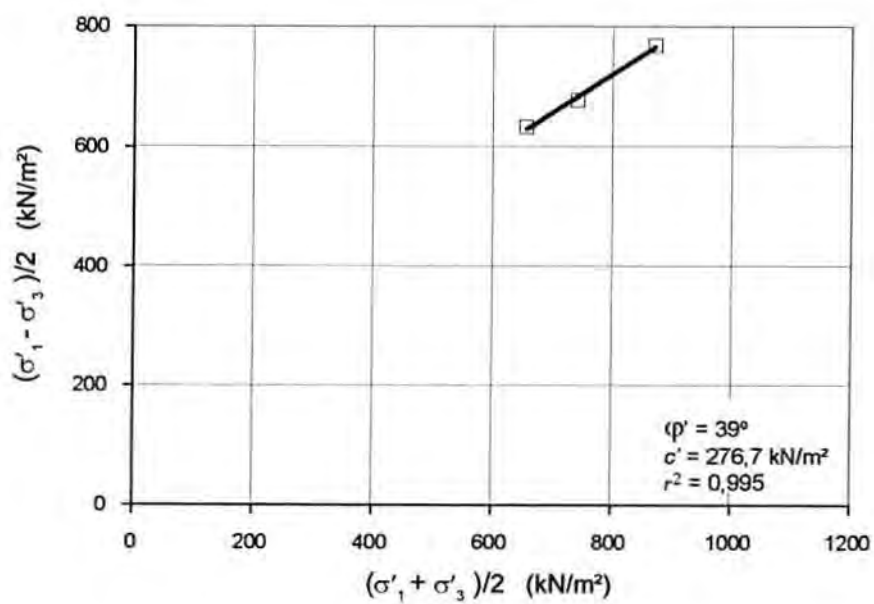


Figura 5.29 - Envoltória de Ruptura
5% de Cimento

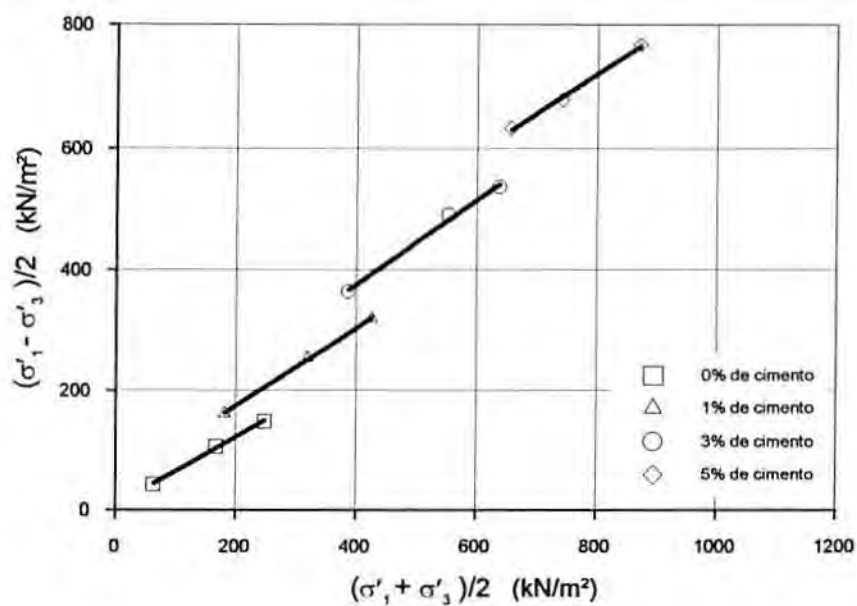


Figura 5.30 - Envoltórias de Ruptura

b) Estado Último

Na Figura 5.31, a seguir, e na Tabela 5.3 são apresentados, respectivamente, as envoltórias e os parâmetros de resistência última (c_{ult} e φ_{ult}).

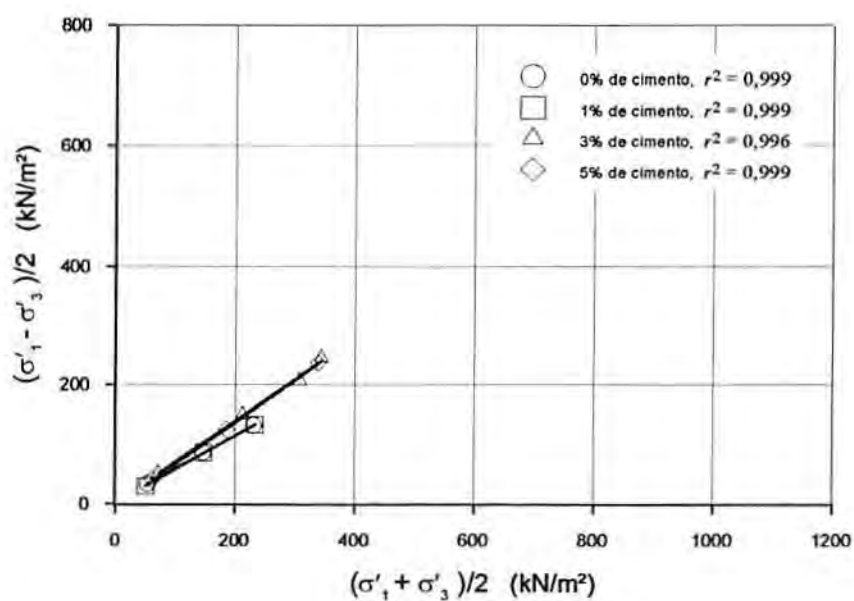


Figura 5.31 - Envoltórias de Resistência no Estado Último

Embora em nenhum dos ensaios realizados, o estado último, conforme definição apresentada no item 4.2, tenha sido efetivamente alcançado, as envoltórias de resistência no estado último, bem como os respectivos parâmetros de resistência, foram estimados a partir dos valores de tensão desvio e tensão efetiva média normal correspondentes ao final de cada ensaio.

Da mesma forma que as envoltórias de ruptura, as envoltórias no estado último são essencialmente lineares e parecem indicar a existência de duas envoltórias distintas, uma para 0 e 1% de cimento e outra para 3 e 5%.

Quanto à pequena coesão última observada, praticamente desprezível, CLOUGH et al. (1981) sugerem que a sua existência pode ser creditada à presença de partículas de silte e argila as quais contribuiriam para uma coesão natural.

5.3 - FOTOMICROGRAFIA

Segundo MITCHELL (1976), a *estrutura* de um solo corresponde a um conjunto de fatores que inclui o arranjo espacial de partículas e poros (*fabric*), a composição dos elementos e as forças intergranulares. A *microestrutura* corresponde àquelas características estruturais que não podem ser identificadas a olho nu, necessitando do auxílio de um microscópio ótico ou eletrônico.

A análise fotomicrográfica foi realizada no presente trabalho com o objetivo de avaliar de forma qualitativa, as alterações causadas pela cimentação na microestrutura do solo artificialmente cimentado e a influência destas alterações sobre determinados aspectos do comportamento do solo. As Figuras 5.32 e 5.33, a seguir, apresentam as fotografias das amostras, obtidas a partir de imagens de elétrons secundários de um Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV).

Inicialmente, cabe salientar que o modo de operação do microscópio utilizado (*secondary electron mode*), a partir da utilização de amostras brutas, não polidas, produz imagens com a impressão virtual de tri-dimensionalidade, nas quais os contrastes

derivam predominantemente da topografia superficial da amostra, ao passo que, no modo de operação retro-espalhado (*back-scatter mode*), não disponível no equipamento utilizado, além da topografia superficial, a composição química dos elementos é igualmente importante (TOVEY, 1986; STUTZMAN, 1994).

Embora a grande maioria das análises micrográficas seja feita no modo de elétrons secundários (TOVEY, 1986), parece ser o modo retro-espalhado o mais adequado no estudo da microestrutura de solos cimentados, uma vez que, segundo TOVEY, é possível discriminar entre áreas de diferentes composições químicas em amostras planas e polidas. Esta técnica foi utilizada com sucesso por BRESSANI (1990) ao estudar o comportamento de um solo artificial cimentado. Nas fotografias apresentadas pelo autor, com aumento de 30 e 100 vezes, podem ser identificados os vários componentes da estrutura do solo — grãos minerais, cimentações e poros — em função da tonalidade de cinza de cada um deles.

Contudo, a análise das fotografias apresentadas no presente trabalho, permite que algumas observações, de caráter qualitativo, sejam feitas.

Embora tenham sido fotografadas amostras retiradas das superfícies de ruptura e do interior dos corpos-de-prova, não foi percebida nenhuma diferença significativa entre estas duas condições. Todas as fotografias apresentadas no presente trabalho se referem a amostras retiradas do interior dos corpos-de-prova.

Na Figura 5.32 são apresentadas fotografias com aumento de 50 vezes. Pode-se claramente distinguir dois grupos: o primeiro, composto pelas amostras com 0 e 1% de cimento, apresenta uma matriz mais aberta, porosa, enquanto que o segundo mostra uma matriz mais fechada, densa.

Na Figura 5.33(a) é apresentada, com aumento de 500 vezes, fotografia da amostra compactada não cimentada, onde podem ser claramente distinguidos alguns elementos da estrutura do solo: partículas sólidas, dentro da faixa de variação determinada na análise granulométrica (areia fina, silte e argila), e poros.

Nas Figuras 5.33(b), 5.33(c) e 5.33(d) são apresentadas fotografias com aumento de 500 vezes das amostras cimentadas. Neste caso, pode-se identificar, especialmente na Figura 5.33(b), a presença de elementos novos sobre a superfície das partículas de areia, em relação à amostra não cimentada (Figura 5.33(a)), os quais, possivelmente, são subprodutos do processo de hidratação do cimento.

De acordo com CHANG et al. (1990) e CHANG & WOODS (1992), a microestrutura de solos cimentados, no caso de areias, pode ser dividida em três estágios: (I) o cimento recobre parcialmente a superfície das partículas do solo, com a formação de ligações iniciais de natureza química; (II) a cimentação é muito significativa nos pontos de contato entre as partículas e as ligações químicas entre as partículas crescem rapidamente e (III) o cimento preenche a maior parte dos poros entre as partículas, não havendo mais o desenvolvimento de ligações de natureza química.

No caso específico do solo estudado no presente trabalho, os estágios mencionados no parágrafo anterior, para areias, não são claramente distinguidos. É provável que, tendo em vista que o solo apresenta uma fração fina (silte e argila) correspondente a aproximadamente 52% do peso do solo, a matriz de cimentação tenha sido formada, basicamente, por agrupamentos de partículas de silte e argila cimentados entre si. A análise das Figuras 5.33(b), 5.33(c) e 5.33(d) parece confirmar esta hipótese, na medida em que podem ser identificadas zonas de agrupamentos de partículas finas cimentadas em número cada vez maior a medida que o grau de cimentação aumenta.

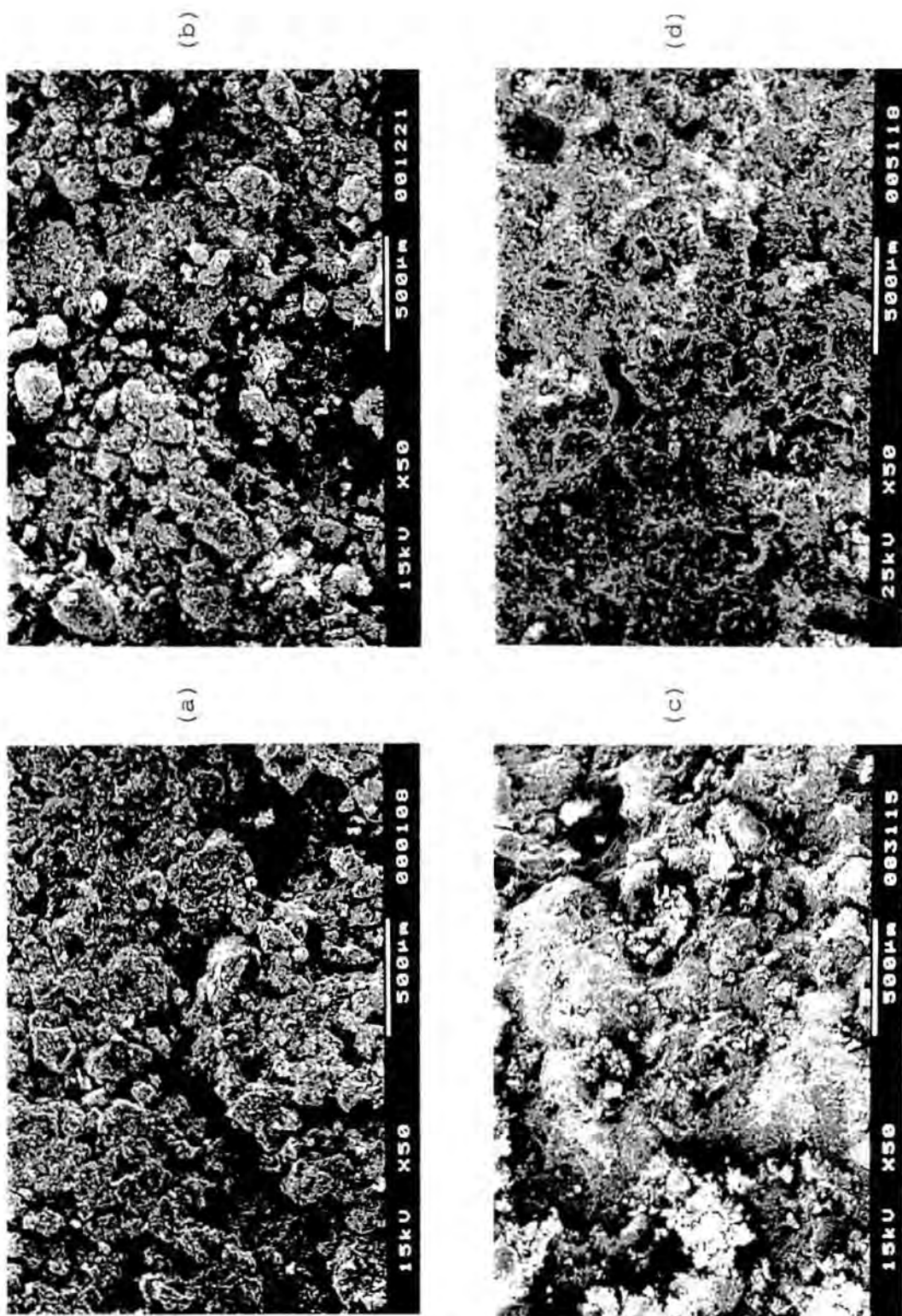


Figura 5.32 - Microscopia Eletrônica de Varredura; Fotografias com aumento de 50 vezes (a) 0% de cimento, (b) 1% de cimento, (c) 3% de cimento, (d) 5% de cimento

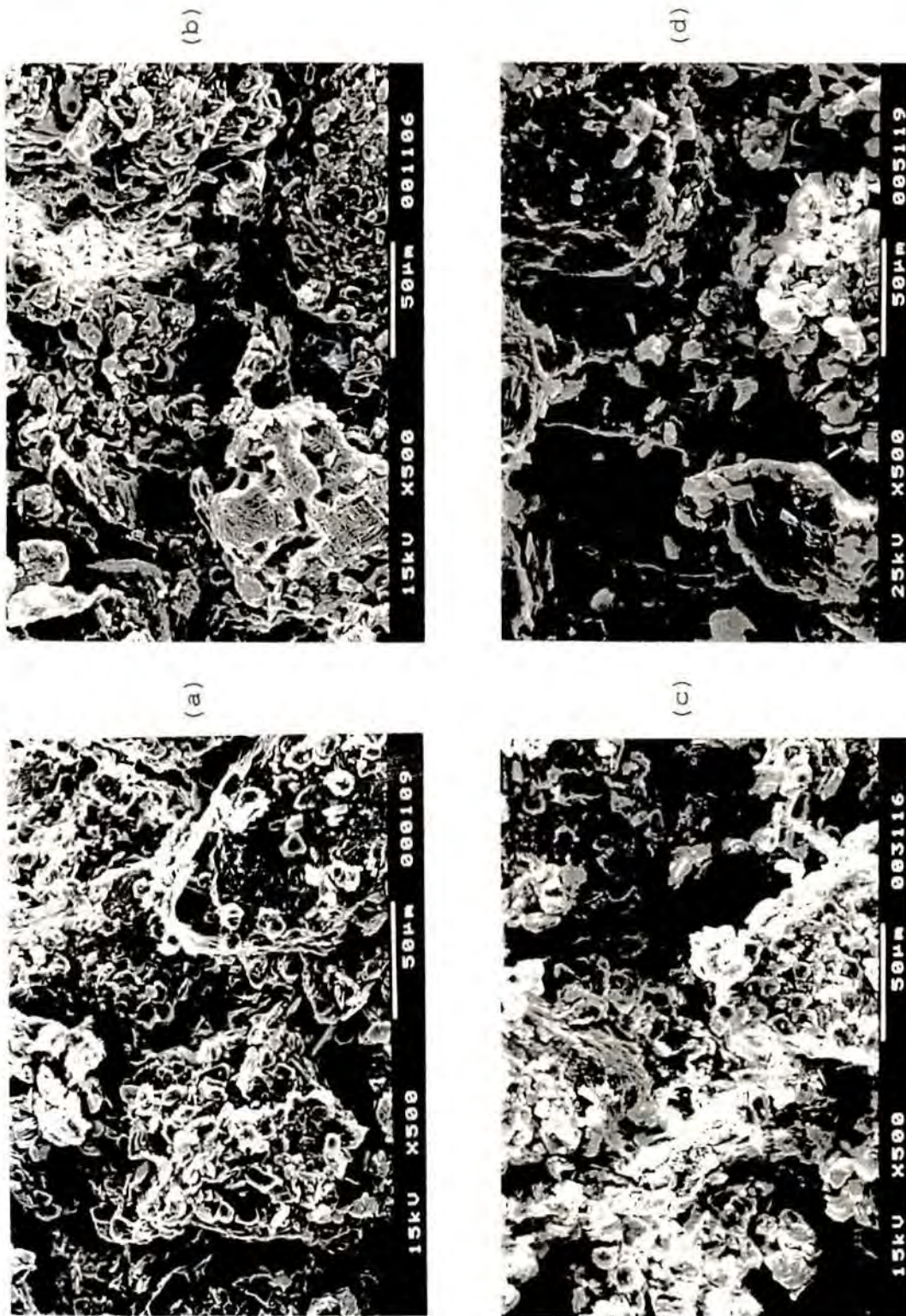


Figura 5.33 - Microscopia Eletrônica de Varredura; Fotografias com aumento de 500 vezes (a) 0% de cimento, (b) 1% de cimento, (c) 3% de cimento, (d) 5% de cimento

CAPÍTULO 6

DISCUSSÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS VISANDO A OBTENÇÃO DE PROPRIEDADES DO SOLO CIMENTADO

6.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Com base nos resultados experimentais discutidos no capítulo anterior, é possível avaliar a influência das variáveis investigadas (grau de cimentação e tensão efetiva média inicial) sobre as propriedades de resistência ao cisalhamento e deformação do solo cimentado. Uma análise compreendendo as características de ruptura, o estado último e módulos de deformação é apresentada a fim de estimar estas propriedades, visando sua aplicabilidade em projetos de engenharia geotécnica.

6.2 - RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

6.2.1 - Comportamento na Ruptura

A análise da variação dos parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito, bem como da tensão desvio máxima permite a avaliação da influência do grau de cimentação e da tensão efetiva média inicial sobre o comportamento do solo cimentado na condição de ruptura.

a) Coesão Efetiva

A coesão efetiva é uma parcela da resistência que inclui qualquer ligação, de origem natural ou artificial, de natureza físico-química entre as partículas de um solo (SAXENA & LASTRICO, 1978). De fato, a relação entre a porcentagem de adição, que indica a intensidade das ligações entre as partículas, e a coesão efetiva

(c'), mostrada na Figura 6.1, confirma esta assertiva. A correlação é essencialmente linear com coeficiente de determinação (r^2) da ordem de 0,98, o que significa, em termos estatísticos, que 98% da variação da coesão é explicada pela variação do grau de cimentação.

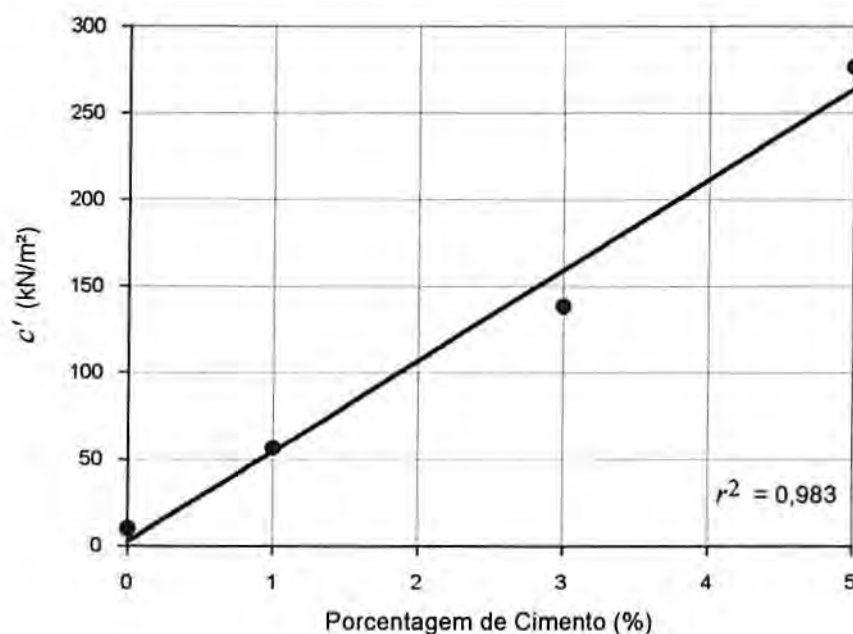


Figura 6.1 - Variação da Coesão Efetiva com a Cimentação

b) Ângulo de Atrito

A Figura 6.2, a seguir, mostra a variação do ângulo de atrito de pico com o grau de cimentação.

Verifica-se, em uma primeira análise, que o ângulo de atrito do solo artificialmente cimentado variou entre 39° e 44° . No entanto, nenhum padrão claro foi observado que justificasse esta variação como consequência da variação do grau de cimentação.

Portanto, observando-se a inerente dispersão experimental, pode-se considerar que o valor de ϕ' para as amostras cimentadas não sofreu influência significativa do grau de cimentação. Este comportamento é totalmente consistente com muitos resultados experimentais encontrados na literatura (e.g. BALMER, 1958; DUPAS & PECKER, 1979; DIEFENTHAL et al., 1979; CLOUGH, et al., 1979, 1981, 1989; ACAR & EL-TAHIR, 1986; RAD & TUMAY, 1986; AKINMUSURU, 1987;

O'ROURKE & CRESPO, 1988; JURAN & RICCOBONO, 1991), embora outros autores tenham relacionado o aumento do ângulo de atrito efetivo com a variação do grau de cimentação (AKILI & AL-JOULANI, 1988; LADE & OVERTON, 1989).

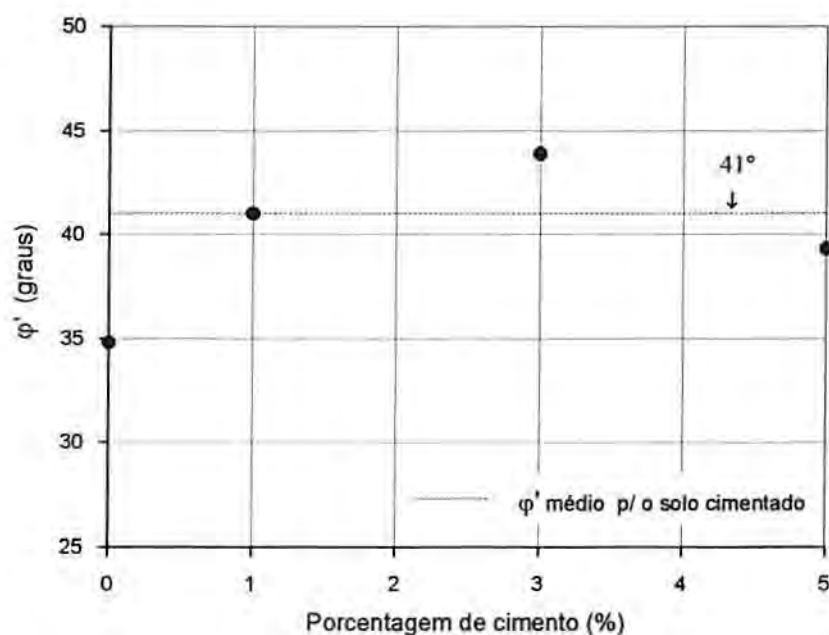


Figura 6.2 - Variação do Ângulo de Atrito de Pico com a Cimentação

O valor do ângulo de atrito para o solo não cimentado, de 35° , no entanto, ficou bem abaixo da média do solo cimentado, que foi de 41° , conforme ilustra a Figura 6.2. Este aspecto contrasta com os resultados apresentados por outros autores (e.g. BALMER, 1958; DUPAS & PECKER, 1979; DIEFENTHAL et al., 1979; CLOUGH, et al., 1979, 1981, 1989; ACAR & EL-TAHIR, 1986; RAD & TUMAY, 1986; AKINMUSURU, 1987; O'ROURKE & CRESPO, 1988; JURAN & RICCOBONO, 1991) que obtiveram ângulos de atrito da mesma ordem de grandeza, tanto para o solo não cimentado como para o solo cimentado.

Algumas considerações podem ser feitas a respeito deste fato. A adição de cimento ao solo causa alterações das suas propriedades físico-químicas (INGLES & METCALF, 1972). Mais objetivamente, causa um acréscimo significativo de finos ao solo, alterando sua granulometria e textura. Além disso, o método de confecção dos corpos-de-prova tem fundamental importância na estrutura do solo. É

provável que o método utilizado no presente trabalho tenha conferido às amostras não cimentadas uma estrutura diferente daquela das amostras cimentadas, em função, basicamente, da presença adicional de finos nestas últimas.

COOP & ATKINSON (1993) afirmam que são dois os fatores que complicam a comparação entre os resultados de amostras cimentadas e não cimentadas. Primeiro, os solos cimentados apresentam teores de umidade menores do que os não cimentados, em função do preenchimento parcial dos vazios pelo agente cimentante. Em segundo lugar, a presença do cimento pode ter outros efeitos sobre o comportamento do solo, mudando sua graduação, por exemplo. Estes autores, ao estudarem o comportamento de areias carbonáticas cimentadas, realizaram um programa experimental utilizando amostras artificialmente cimentadas. Para comparar os estados cimentado e não cimentado, o mesmo agente cimentante, sulfato de cálcio hidratado, utilizado para confeccionar as amostras cimentadas, foi misturado ao solo, moído, em estado inerte, para fabricar as amostras não cimentadas. A cimentação foi produzida pela adição de água às misturas, e na saturação dos corpos-de-prova foi utilizado, como líquido intersticial, um óleo de silicone de viscosidade semelhante a da água, inerte em relação ao sulfato de cálcio.

c) Tensão Desvio

O efeito do grau de cimentação e da tensão efetiva média inicial sobre a tensão desvio na ruptura foi analisado através da comparação do comportamento das amostras cimentadas em ensaios triaxiais drenados com: (1) o comportamento do solo não cimentado nos mesmos ensaios triaxiais, quando basicamente a parcela de fricção da resistência é mobilizada e (2) o comportamento das amostras cimentadas em ensaios de compressão simples, quando basicamente a parcela da cimentação é mobilizada. Nas duas situações é possível avaliar-se o ganho de resistência proporcionado pela variação do grau de cimentação e do nível de tensões, visando o estabelecimento de um padrão de comportamento.

Uma questão que se impõe quando se estuda solos cimentados é o estabelecimento de uma medida precisa do grau de cimentação existente no solo (CHANG & WOODS, 1992; AIREY, 1993). De acordo com

GENS & NOVA (1993), é importante dispor de uma medida direta da cimentação para que o seu valor possa ser determinado sem ambigüidade em qualquer condição.

Na grande maioria dos trabalhos relatados na bibliografia, onde programas experimentais utilizando solos artificialmente cimentados são descritos, o grau de cimentação é representado pela quantidade relativa de material cimentante, normalmente pela porcentagem em relação ao peso de solo seco.

Ocorre que o grau de cimentação não é função somente da quantidade de agente cimentante. Outros fatores, como a densidade, a forma e natureza superficial das partículas e a natureza do agente cimentante, desempenham papel fundamental neste processo. Por exemplo, a mesma quantidade de cimento Portland produzirá resistências distintas ao ser adicionada em solos de mesma natureza porém com densidades diferentes. Isto ocorre porque, no solo mais denso, existe um maior contato físico entre as partículas e, portanto, a cimentação se desenvolve de maneira mais efetiva (CHANG & WOODS, 1992).

A conclusão é que a maioria dos experimentos relatados na bibliografia não são diretamente comparáveis, não permitindo que generalizações sejam feitas a partir dos seus resultados.

Visando superar esta limitação, procurou-se utilizar como variável de referência na avaliação do grau de cimentação, uma grandeza que englobasse, de forma intrínseca, o maior número possível de fatores, isto é, que refletisse no seu valor a variação de densidade, granulometria, natureza do cimento, mineralogia, etc., e que fosse, ao mesmo tempo, facilmente determinada ou estimada.

Uma das possibilidades, sugerida por alguns autores, é a utilização da resistência à tração medida em ensaios de compressão diametral ou da resistência à compressão simples como base para um índice de cimentação (AIREY, 1993; GENS & NOVA, 1993). Diversos autores (e.g. SAXENA & LASTRICO, 1978; DUPAS & PECKER, 1979; CLOUGH

et. al., 1981; DASS et al., 1994) já tem utilizado estas grandezas no estudo do comportamento de solos cimentados.

No presente trabalho, por razões estritamente conceituais, optou-se inicialmente pela utilização da resistência à tração como variável de referência na avaliação do grau de cimentação. No decorrer da análise, no entanto, a resistência à compressão simples mostrou-se mais adequada para medir a cimentação na compressão triaxial. Em termos práticos, a utilização da resistência à compressão apresenta algumas vantagens, uma vez que o ensaio de compressão simples é bem mais difundido e a quantidade de resultados relatados na literatura é significativamente mais expressiva.

Os valores de resistência à tração para as diferentes porcentagens de adição, mostrados na Tabela 6.1, foram estimados a partir dos resultados apresentados por NÚÑEZ (1991). Este autor constatou que, em média, $q_{ut}/q_u = 0,135$ ou $q_u = 7,41.q_{ut}$, sendo q_u a resistência à compressão simples e q_{ut} a resistência à tração obtida em ensaios de compressão diametral.

Tabela 6.1 - Valores de Resistência à Tração Utilizados

Porcentagem de Cimento	q_u ¹ (kN/m ²)	q_{ut} (kN/m ²)
0	0	0
1	305	41,2
3	737	99,5
5	1168	157,7

A Figura 5.21, apresentada no Capítulo 5, que mostra a variação da tensão desvio na ruptura com a porcentagem de cimento para os níveis de tensão estudados, é reapresentada na Figura 6.3, utilizando-se, desta vez, a resistência à tração como parâmetro de avaliação do grau de cimentação. No mesmo gráfico é apresentada a variação estimada da resistência à compressão simples com a resistência à tração (linha tracejada).

¹ Ver Tabela 5.1

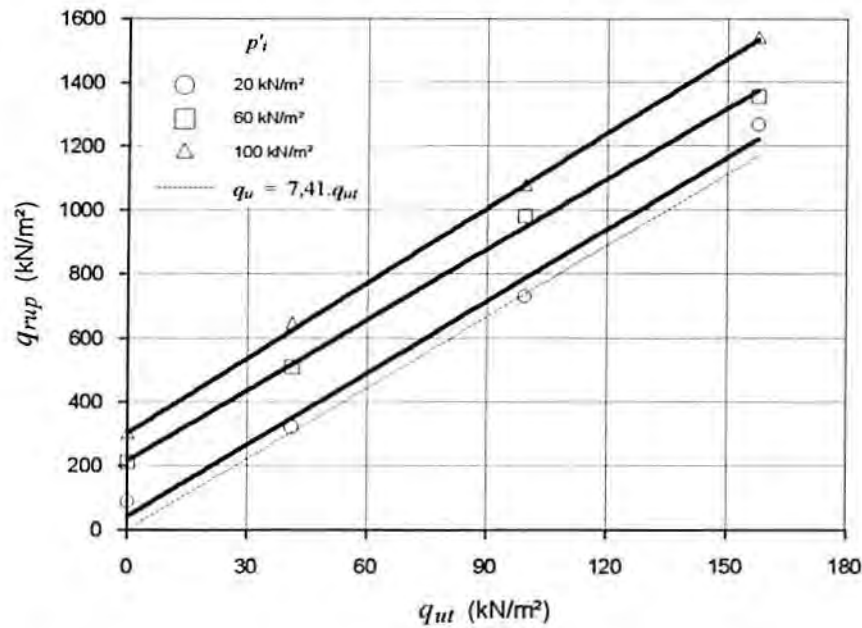


Figura 6.3 - Variação da Tensão Desvio na Ruptura com a Resistência à Tração

As equações e os coeficientes de determinação (r^2) correspondentes às retas de regressão linear simples mostradas na Figura 6.3, obtidas a partir de 4 pontos, para a faixa de valores investigados, são:

$$p'_i = 20 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad q_{rup} / (\text{kN/m}^2) = 42,3 + 7,48 \cdot q_{ut}, \quad r^2 = 0,992 \quad (6.1)$$

$$p'_i = 60 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad q_{rup} / (\text{kN/m}^2) = 217,6 + 7,34 \cdot q_{ut}, \quad r^2 = 0,996 \quad (6.2)$$

$$p'_i = 100 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad q_{rup} / (\text{kN/m}^2) = 303,9 + 7,81 \cdot q_{ut}, \quad r^2 = 0,993 \quad (6.3)$$

A fim de se obter uma expressão geral $q_{rup} = f(p'_i, q_{ut})$, uma análise de regressão múltipla dos dados da Figura 6.3 foi realizada a partir da seguinte condição de contorno: para $p'_i = 0$ e $q_{ut} = 0$, $q_{rup} = 0$. O modelo proposto pela Equação 5.5 satisfaz esta condição se $k_0 = 0$, isto é, $q_{rup} = k_1 \cdot p'_i + k_2 \cdot q_{ut}$.

Assumir $k_0 = 0$ significa dizer que não existe termo independente na equação de resistência para o solo cimentado.

A equação obtida, com coeficiente de determinação (r^2) de 0,995, válida inicialmente para a faixa de valores investigados, foi a seguinte:

$$q_{rup}/(kN/m^2) = 3,32.p'_i + 7,45.q_u \quad (6.4)$$

Ao comparar-se os coeficientes angulares das Equações 6.1 a 6.3 com a relação q_u/q_{ut} e com o coeficiente k_2 da equação 6.4, observa-se que os seus valores são praticamente idênticos ($CV=2,75\%$). Isto significa que o ganho de resistência com o grau de cimentação ocorreu a uma taxa praticamente constante, independente da tensão efetiva média inicial.

A partir desta observação e da comparação entre as Equações 5.5, 5.6 e 6.4, uma expressão teórica para $q_{rup} = f(p'_i, q_u)$ é proposta, considerando-se $k_0 = 0$ e $k_2 = q_u/q_{ut}$:

$$q_{rup} = q_{rup/0} + q_u = \frac{2 \cdot \text{sen } \varphi'_o}{1 - \text{sen } \varphi'_o} \cdot p'_i + q_u \quad (6.5)$$

onde q_{rup} é a tensão desvio na ruptura; p'_i é a tensão efetiva média inicial; q_u é a resistência à compressão simples e φ'_o é o ângulo de atrito efetivo do solo não cimentado. São duas as hipóteses implícitas nesta equação: (1) as envoltórias de resistência são lineares e (2) o ângulo de atrito do solo não cimentado (φ'_o) é da mesma ordem de grandeza do ângulo para o solo cimentado.

A Figura 6.4, a seguir, apresenta os valores experimentais (observados) versus os valores calculados (previstos) pelas Equações 6.4 e 6.5, para os resultados obtidos no presente trabalho. O ângulo de atrito utilizado corresponde a um valor médio (φ'_m) calculado a partir dos ângulos obtidos para o solo cimentado e não cimentado, isto é, $\varphi'_o = \varphi'_m \approx 40^\circ$.

Nos dois casos, conforme era esperado, tendo em vista que o coeficiente de determinação da equação de regressão múltipla é próximo da unidade, a reprodução dos valores experimentais foi amplamente satisfatória.

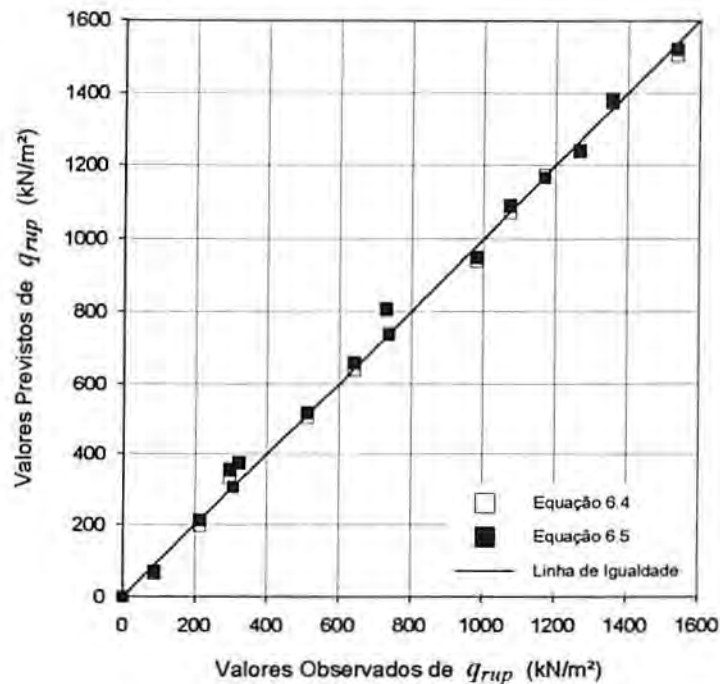


Figura 6.4 - Comparação entre Valores Observados e Previstos de q_{rup}

Com o intuito de ampliar as observações feitas até aqui e de testar a validade da Equação 6.5, alguns resultados experimentais relatados por outros autores foram analisados. Desta forma, foi possível expandir o número de observações do presente estudo visando a generalização de algumas conclusões. A Tabela 6.2 apresenta um resumo dos resultados de 43 ensaios triaxiais CID sobre vários solos granulares cimentados, artificiais e naturais. Foram incluídos ainda resultados de 6 ensaios realizados sobre um solo residual argiloso artificialmente cimentado. Os valores de q_{rup} foram determinados a partir das curvas tensão-deformação (1,6,7,8,9,10) ou das envoltórias (2,3,4,5) apresentadas pelos autores. Embora este procedimento possa introduzir algum nível de erro, não é provável que interfira na qualidade da análise.

Neste conjunto de dados, destaca-se o trabalho de CLOUGH et al. (1981), cuja importância é ressaltada em praticamente todos os trabalhos subseqüentes sobre o assunto. Estes autores apresentam um completo programa experimental que inclui ensaios de compressão simples, ensaios de compressão diametral, ensaios triaxiais drenados e análise fotomicrográfica, além de uma completa e descritiva caracterização dos materiais e métodos utilizados.

Tabela 6.2 - Resultados Experimentais Analisados (Diversos Autores)

SOLO	γ_d (kN/m^3)	q_u (kN/m^2)	p'_i (kN/m^2)	q_{rup} (kN/m^2)	q_{ult} (kN/m^2)	$\phi'_o = \phi'_m$ (graus)	REFERÊNCIA
(1)	15,5	180	103	456	326	35	CLOUGH et al. (1981)
			207	766	522		
		545	414	1206	1010		
			103	838	342		
			207	1092	620		
(2)	14,6	405	414	1598	1240	29	
			103	611	—		
			207	807	—		
(3)	16,9	670	414	1197	—	41	
			103	1060	—		
			207	1547	—		
(4)	Dr=35%	15	414	2246	—	34	ACAR & EL-TAHIR (1986)
			35	115	—		
			103	288	—		
(5)	Dr=80%	55	345	902	—	39	
			35	245	—		
			103	475	—		
(6)	12,5	452	345	1297	—	39	O'ROURKE & CRESPO (1988)
			60	721	517		
			120	918	688		
(7)	14,5	664	200	1053	908	40	
			60	1092	692		
			120	1305	908		
(8)	—	1413	200	1462	1196	43	HIRAI et al. (1989)
			98	1871	—		
			196	2178	—		
			392	3081	—		
(9)	17,6	1930	588	3917	—	49	CLOUGH et al. (1981)
			784	4856	—		
			35	2139	341		
			104	2437	620		
(10)	17,1	700	207	3448	1132	37	CLOUGH et al. (1981)
			414	4756	1437		
			69	1049	443		
			138	1133	674		
			276	1356	918		
(11)	16,7	110	345	1667	1135	40	
			414	1880	1437		
			69	356	280		
			138	563	404		
			207	738	560		
(12)	—	449	276	1081	756	43	CONSOLI et al. (1996)
			414	1367	1222		
			20	671	143		
		1066	600	853	343		
			100	1035	408		
			20	1220	294		
			60	1466	483		
			100	1712	535		

(1,2,3,4,5,8) - Areias artificialmente cimentadas

(6,7) - Areia siltosa de origem vulcânica, artificialmente cimentada

(9,10,11) - Solos arenosos naturais cimentados

(12) - Solo residual de textura argilosa, artificialmente cimentado

A Figura 6.5 mostra a relação entre os valores observados e os valores previstos pela Equação 6.5 para os dados da Tabela 6.2.

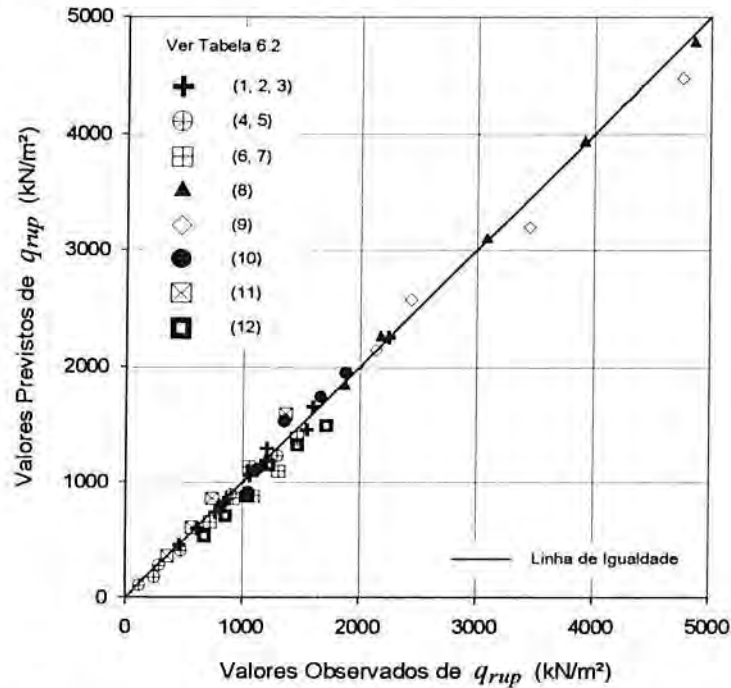


Figura 6.5 - Comparação entre Valores Observados e Previstos de q_{rup} (Diversos Autores)

Embora a enorme variedade dos dados quanto à densidade, nível de tensões, granulometria, mineralogia e natureza da cimentação, a reprodução dos dados experimentais dos solos granulares cimentados (1 a 11) é notável, sendo que os solos naturais (9, 10 e 11) apresentam uma dispersão um pouco maior em torno da linha de igualdade. Isto parece indicar que a Equação 6.5 permite prever a resistência de diversos solos granulares cimentados, para uma determinada faixa de tensões efetivas e graus de cimentação, em função apenas do ângulo de atrito médio do material e da sua resistência à compressão simples ou resistência à tração.

Quanto ao solo argiloso artificialmente cimentado (12), os valores de resistência foram sistematicamente subestimados pela Equação 6.5, observando-se um erro na previsão ($q_{rup(obs)} - q_{rup(prev)}$) aproximadamente constante. Cabe salientar que para este solo, ao contrário dos demais analisados, foi observada pelos autores (CONSOLI et al., 1996) uma significativa variação do ângulo de atrito efetivo com a cimentação (35° - 49°).

A Figura 6.6, a seguir, apresenta a variação da tensão desvio na ruptura com a tensão efetiva média inicial, ambos normalizados pela resistência à compressão simples, para os resultados obtidos no presente estudo e para alguns dos resultados apresentados na Tabela 6.2. As retas representam a variação obtida analiticamente a partir da Equação 6.5, ou seja:

$$\frac{q_{rup}}{q_u} = \frac{2 \cdot \text{sen } \varphi'_o}{1 - \text{sen } \varphi'_o} \cdot \frac{p'_i}{q_u} + 1 \quad (6.6)$$

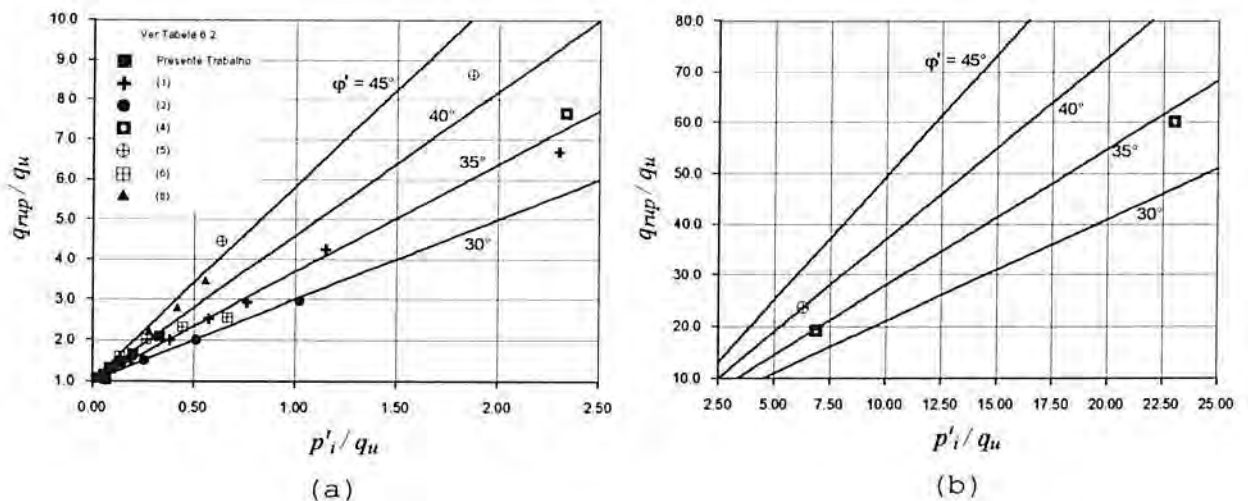


Figura 6.6 - Variação da Tensão Desvio na Ruptura com a Tensão Efetiva Média Inicial, Normalizadas pela Resistência à Compressão Simples

Na análise da Equação 6.6 e da Figura 6.6, verifica-se que a medida que a relação p'_i/q_u tende a zero, a tensão desvio na ruptura em ensaios triaxiais drenados tende ao valor da resistência à compressão simples. Em outras palavras, para um solo com um determinado grau de cimentação, a medida que a tensão efetiva média inicial diminui, q_{rup} se aproxima de q_u ; contrário senso, para um solo submetido a um determinado estado inicial de tensões efetivas, a medida que a cimentação aumenta, q_{rup} se aproxima de q_u .

Outra forma de análise da mobilização da resistência ao cisalhamento do solo cimentado é feita através da variação da tensão desvio na ruptura das amostras cimentadas normalizada pela tensão desvio na ruptura das amostras não cimentadas.

Analicamente, a relação $q_{rup}/q_{rup/0}$ é obtida pela combinação das Equações 5.6, com $c'_o=0$, e 6.5:

$$\frac{q_{rup}}{q_{rup/0}} = 1 + \frac{1 - \text{sen } \varphi'_o}{2 \cdot \text{sen } \varphi'_o} \cdot \frac{q_u}{p'_i} \quad (6.7)$$

Pela análise da Equação 6.7, conclui-se que quando a relação q_u/p'_i tende a zero, a tensão desvio na ruptura da amostra cimentada tende à tensão desvio da amostra não cimentada, para as mesmas condições de densidade inicial.

A Figura 6.7(a) mostra graficamente a solução da Equação 6.7 juntamente com os resultados experimentais para o solo investigado no presente trabalho, para os mesmos níveis de tensão efetiva, considerando-se $\varphi'_o = \varphi'_m \approx 40^\circ$. Na Figura 6.7(b) o mesmo é mostrado para os dados do solo (1) da Tabela 6.2 (CLOUGH et al., 1981); os resultados para o solo não cimentado, não apresentados na tabela, são os seguintes: $q_{rup/0} = 227, 557$ e 1114 kN/m^2 , respectivamente para $p'_i = 103, 207$ e 414 kN/m^2 .

Nestes gráficos, observa-se que quanto maior a tensão efetiva média inicial, menor é a influência do grau de cimentação sobre a relação $q_{rup}/q_{rup/0}$, cujo valor tende à unidade para elevados níveis de tensões e/ou baixos graus de cimentação.

A dispersão observada na Figura 6.7(a) deve-se à diferença entre o ângulo de atrito do solo não cimentado e o ângulo de atrito médio do solo cimentado, já mencionada anteriormente (ver Figura 6.2).

As observações feitas a partir das Figuras 6.6 e 6.7 podem ser interpretadas através da análise das contribuições relativas na resistência ao cisalhamento, das parcelas correspondentes à cimentação e ao atrito. Quanto maior a contribuição relativa da cimentação, mais se aproxima a resistência medida no ensaio triaxial, da resistência medida no ensaio de compressão simples que mede basicamente a coesão do solo. Por outro lado, quanto maior for

a contribuição relativa da parcela de atrito, mais se aproxima a resistência medida no ensaio triaxial da resistência da amostra não cimentada, que mede basicamente a parcela de atrito. A equação 6.5, $q_{rup} = q_{rup0} + q_u$, define bem este comportamento. Admitindo-se a validade desta equação, ao menos para materiais granulares, conclui-se que a resistência à compressão simples é uma medida direta do grau de cimentação na compressão triaxial. É importante ressaltar, no entanto, que a Equação 6.5 não prevê a quebra da cimentação pela ação das tensões efetivas isotrópicas iniciais.

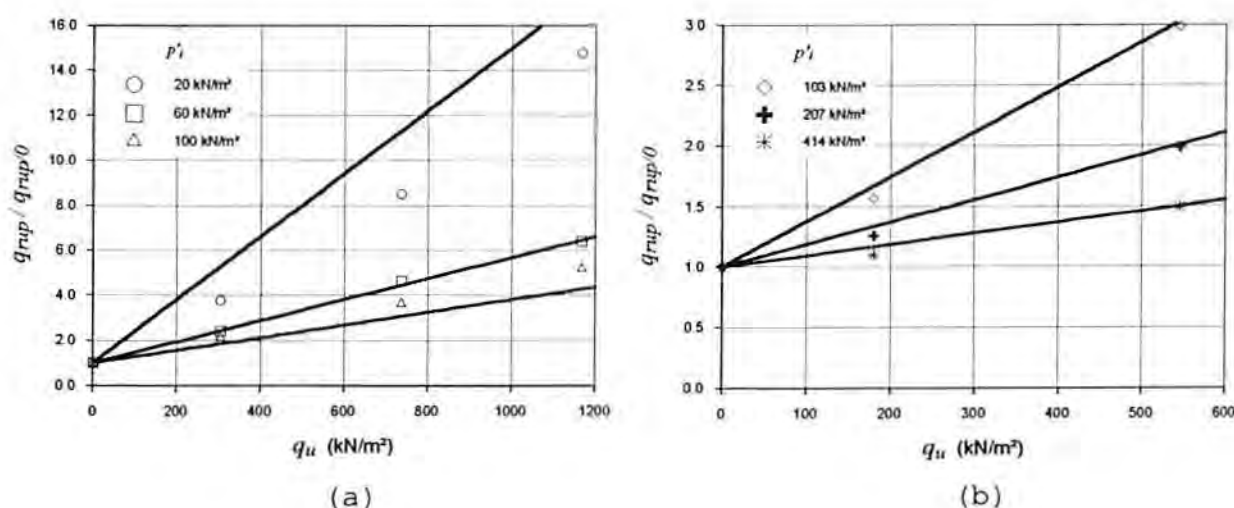


Figura 6.7 - Variação da Tensão Desvio na Ruptura Normalizada pela Tensão Desvio na Ruptura do Solo não Cimentado com a Resistência à Compressão Simples: (a) Presente Estudo; (b) Solo 1 da Tabela 6.2, CLOUGH et al., 1981

Um último ponto a ser considerado refere-se ao modo de ruptura. Todos os ensaios analisados no presente capítulo apresentaram, em maior ou menor grau, um comportamento frágil na ruptura. A Figura 6.8 apresenta, para alguns dos solos analisados, em gráfico semi-logarítmico, a variação do índice de fragilidade, definido no item 5.2.5, com a tensão efetiva média inicial normalizada pela resistência à compressão simples. Observa-se que o modo de ruptura é fortemente influenciado pela relação p'_i/q_u , e que o valor de p'_i/q_u para o qual ocorre a transição entre a ruptura frágil e a ruptura dúctil ($I_F=0$) parece ser dependente do tipo de solo.

O comportamento observado está de acordo com os aspectos gerais relatados por YOSHINAKA & YAMABE (1981) para rochas sedimentares brandas. Os autores constataram ainda, que a transição do comportamento frágil para o dúctil correspondia, para as rochas de natureza granular estudadas, a uma relação $\sigma_c/q_u \approx 1$. Esta constatação pode ser válida para os dados plotados na Figura 6.8, uma vez que as curvas para os solos cimentados granulares (1,6,7,9) parecem convergir assintoticamente ao eixo das abcissas, para um valor de p'_i/q_u em torno da unidade.

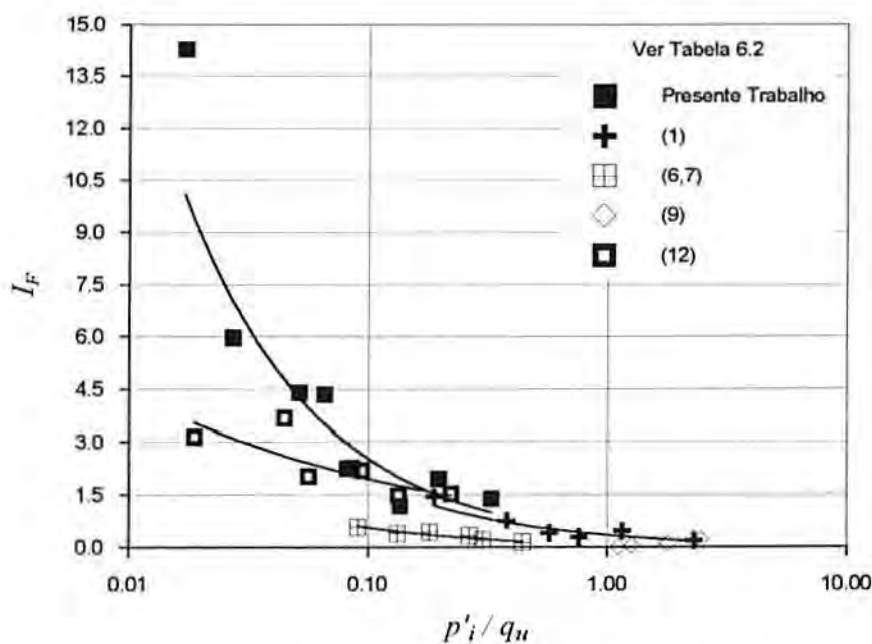


Figura 6.8 - Variação do Índice de Fragilidade com a Tensão Efetiva Média Inicial Normalizada pela Resist. à Compr. Simples

6.2.2 - Estado Último

Uma primeira análise das curvas tensão-deformação apresentadas nas Figuras 5.15, 5.17 e 5.19 sugere a existência de um estado onde não há mais variação da tensão de cisalhamento com a deformação axial. A mesma tendência pode ser identificada, embora não de forma tão clara, em relação à variação volumétrica (Figuras 5.16, 5.18 e 5.20). Isto sugere a existência de um estado último ou crítico, conforme a definição apresentada no item 4.2, aparentemente independente do grau de cimentação.

A determinação completa do estado último (espaço $p':q:e$) para o solo artificialmente cimentado estudado, no entanto, apresenta inúmeras dificuldades decorrentes basicamente do modo de ruptura. Todas as amostras apresentaram comportamento frágil com a formação de planos de ruptura bem definidos ($I_F \gg 0$), o que faz com que as deformações axiais e volumétricas medidas após o pico não mais representem condições médias do corpo-de-prova, mas sim são resultantes de um processo de deslizamento de dois blocos rígidos. Vários autores confirmam esta restrição (AIREY, 1993; HUANG & AIREY; 1993; COOP & ATKINSON, 1993; CUCCOVILLO & COOP, 1993) mas sugerem que para níveis de tensões maiores, onde se verifica uma ruptura menos frágil e uma condição mais homogênea de deformações, o estado último pode ser bem caracterizado para solos artificialmente cimentados.

Mesmo considerando estas restrições, foi realizada uma análise do estado último do solo artificialmente cimentado visando (1) verificar qualitativamente a existência de uma linha de estado crítico e (2) discutir o comportamento do material através de uma abordagem consistente com a Teoria do Estado Crítico (SCHOFIELD & WROTH, 1968).

Nesta análise, é assumido que o estado final atingido nos ensaios triaxiais drenados (q_{final} , e_{final}) corresponde, conforme já mencionado no item 4.2, a uma estimativa razoável, de caráter qualitativo, do estado último (q_{ult} , e_{ult}).

Um exame mais detalhado da Figura 5.31 e da Figura 6.9, a seguir, que mostra a variação do ângulo de atrito último com a porcentagem de cimento, identifica a existência de duas envoltórias distintas, uma para 0 e 1% de cimento, e outra para 3 e 5%. A Figura 6.10, que mostra as curvas tensão-deformação normalizadas pela tensão efetiva normal média, ilustra de forma bastante clara esta observação. A razão q/p' , que tende a um valor constante ao final do ensaio, é de aproximadamente 1,5 para os solos com 0 e 1% de cimento, e de aproximadamente 1,8 para os com 3 e 5%.

Isto está plenamente de acordo com o observado por HUANG & AIREY (1993) para solos carbonáticos artificialmente cimentados. Os autores observaram que, para baixos níveis de tensão efetiva, q/p' variava na faixa de 1,55 a 1,8 na medida que a porcentagem de agente cimentante aumentava de 0 até 20%. Para tensões efetivas maiores, q/p' tendia para um valor único de 1,61.

A explicação deste comportamento pode estar no fato de que a estrutura inicial do solo decorrente da adição de cimento não é totalmente destruída quando o solo apresenta ruptura frágil. Para tensões efetivas maiores, quando o comportamento é dúctil, com deformações mais homogêneas, a destruição da estrutura é mais efetiva e a condição última mais uniforme. A análise fotomicrográfica apresentada no item 5.3 parece corroborar esta hipótese.

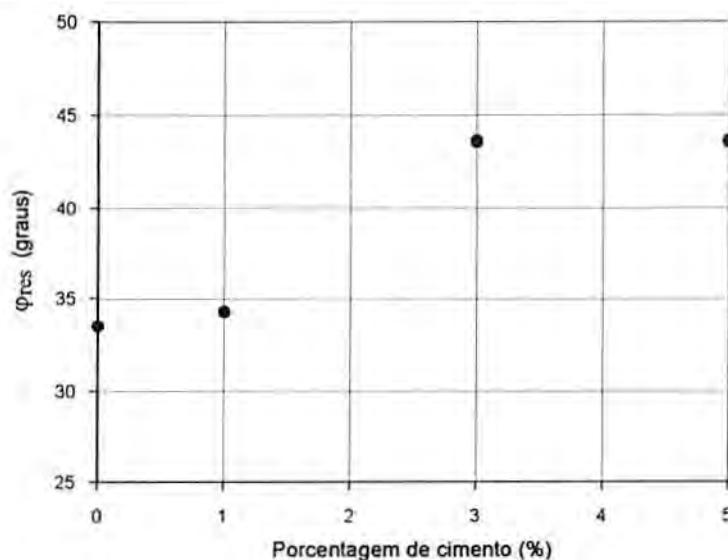


Figura 6.9 - Variação do Ângulo de Atrito Último

Este comportamento é similar àquele observado por LEROUEIL & VAUGHAN (1990) para a compressão isotrópica de materiais denominados estruturados (areias cimentadas naturais e artificiais, rochas brandas porosas, argilas sobre-adensadas). Após o ponto de plastificação, a curva de compressão tendia, para grandes deformações, para a curva do solo desestruturado.

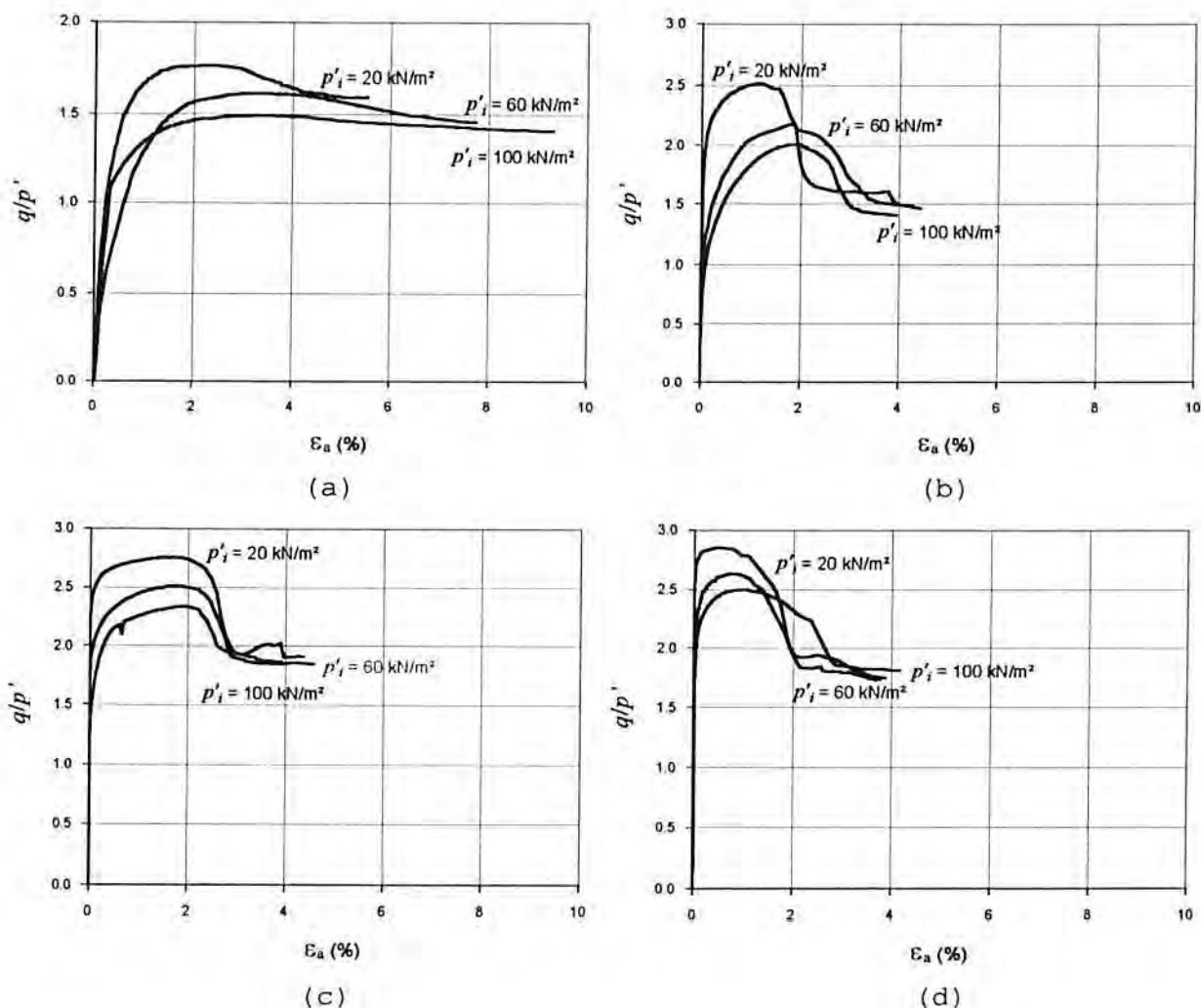


Figura 6.10 - Comportamento Tensão-Deformação no Espaço $\varepsilon_a:q/p'$
 (a) 0% de Cimento; (b) 1% de Cimento;
 (c) 3% de Cimento; (d) 5% de Cimento

Um fator adicional que pode contribuir para a variação de q/p' final (M) com o grau de cimentação, pelo menos no presente trabalho, é o acréscimo de finos ao solo em função da adição de cimento. Já no experimento relatado por HUANG & AIREY (1993), mencionado anteriormente, as amostras cimentadas e não cimentadas foram preparadas de tal forma que a quantidade de finos adicionada ao solo é a mesma em qualquer situação.

A Figura 6.11, a seguir, apresenta as envoltórias para o estado último, no espaço $p':q$, considerando-se duas hipóteses: (1) comportamento dependente do grau de cimentação, na Figura 6.11(a),

e (2) comportamento independente do grau de cimentação, na Figura 6.11(b).

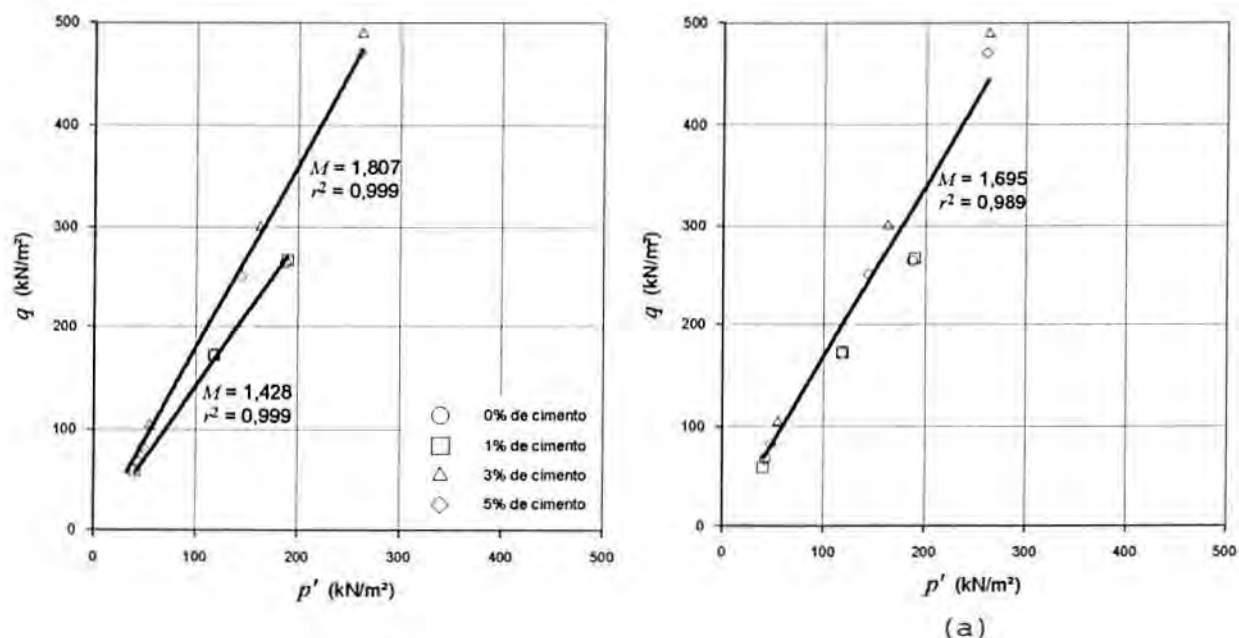


Figura 6.11 - Envoltórias do Estado Último no espaço $p':q$
(a) Hipótese 1; (b) Hipótese 2

As envoltórias são descritas pela equação $q = M.p'$ e foram obtidas através de regressão linear simples, forçando-se sua a passagem pela origem. Os elevados coeficientes de determinação (r^2) mostrados na Figura 6.11 justificam esta condição.

A análise da Figura 6.11 e as observações feitas nos parágrafos anteriores permitem concluir que a hipótese da existência de uma envoltória única no espaço $p':q$ para o solo artificialmente cimentado estudado é bastante razoável.

A Figura 6.12, a seguir apresenta a envoltória de resistência última da Figura 5.11(b) plotada no espaço $p':e$. Os dados utilizados estão apresentados na Tabela 5.3.

Embora toda a dispersão observada, em grande parte decorrente das dificuldades inerentes ao modo de ruptura já mencionadas, verifica-se uma tendência de envoltória única também no espaço $p':e$.

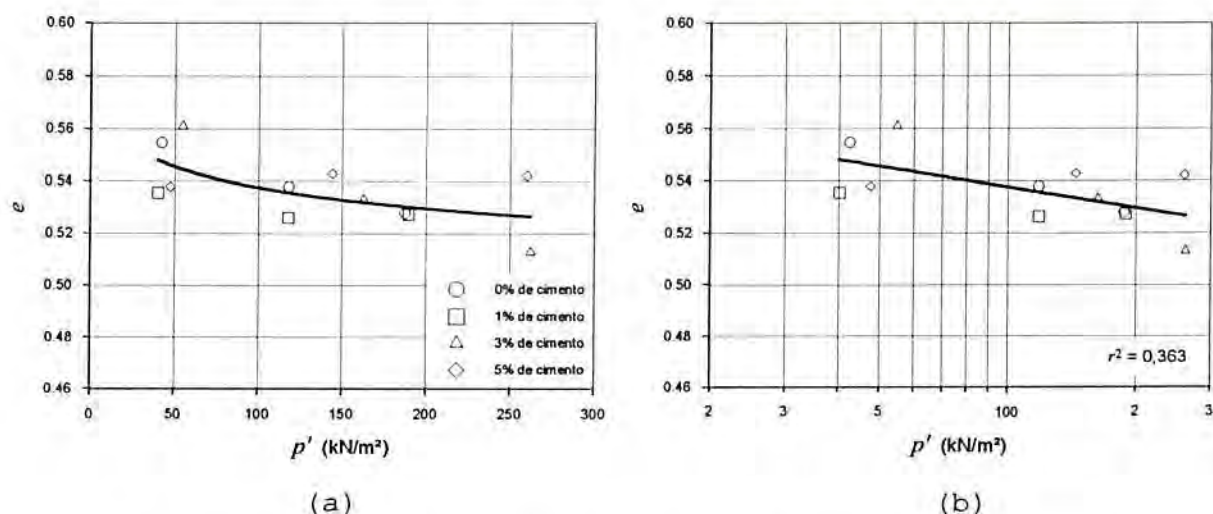


Figura 6.12 - Envoltória do Estado Último no espaço $p':e$
(a) Esc. Natural; (b) Esc. Logarítmica

Admitindo-se esta hipótese, as retas das Figuras 6.11(b) e 6.12(b) caracterizam a chamada linha de estado crítico (SCHOFIELD & WROTH, 1968) do solo artificialmente cimentado, cujas equações são:

$$q = M \cdot p' \quad (6.8)$$

$$e = \Gamma + \lambda \cdot \ln p' \quad (6.9)$$

Para o solo artificialmente cimentado investigado, tem-se $M=1,695$, $\Gamma=0,589$ e $\lambda=-0,01106$.

LEROUEIL & VAUGHAN (1990) mostraram que o comportamento tensão-deformação de rochas brandas porosas depende do estado inicial do material em relação à superfície de plastificação (yield locus) e à linha de estado crítico no estado desestruturado.

Com base nisso, COOP & ATKINSON (1993) descrevem o comportamento idealizado de um solo cimentado, conforme ilustra a Figura 6.13, dividindo-o em três diferentes classes, em função da posição do estado inicial da amostra em relação à linha de estado crítico e à superfície de plastificação. A primeira classe de comportamento (1, na Figura 6.13) ocorre quando a amostra ultrapassou o seu ponto de plastificação durante a compressão isotrópica; o cisalhamento, nesse caso produz um comportamento

similar ao da amostra não cimentada. A segunda classe de comportamento (2, na Figura 6.13) ocorre para um estado de tensões efetivas intermediário, no qual a quebra das cimentações vai se dar durante o cisalhamento e a resistência é governada basicamente pela componente friccional do solo, agora não cimentado; a curva tensão-deformação deve apresentar um pronunciado ponto de plastificação (*yield point*) após um trecho aparentemente² elástico. Na terceira classe (3, na Figura 6.13) a amostra é cisalhada a baixos níveis de tensão efetiva em relação ao grau de cimentação; um pico ocorre a pequenas deformações e para tensões bem acima da superfície de estado limite do solo não cimentado (*state boundary surface*).

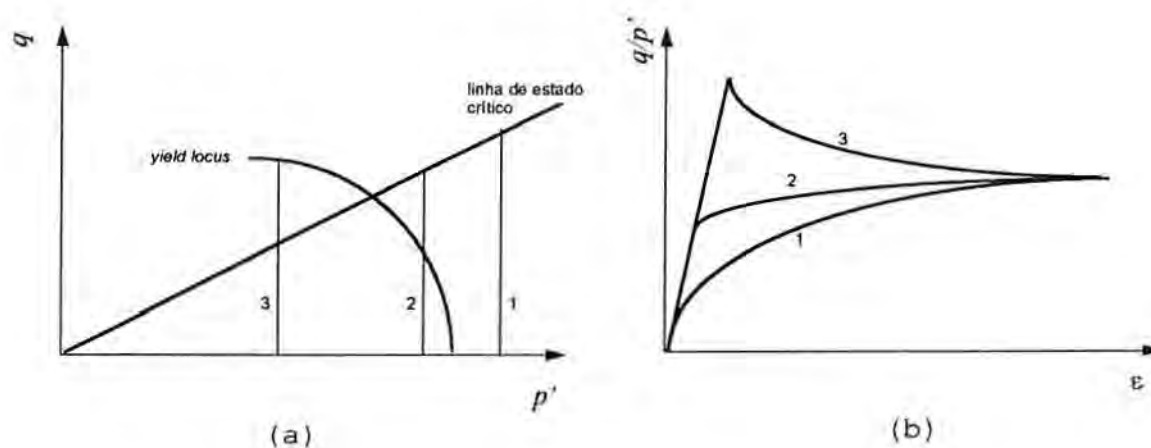


Figura 6.13 - Comportamento Idealizado de um Solo Cimentado
(a) Trajetórias de Tensões Efetivas; (b) Curvas Tensão-deformação (COOP & ATKINSON, 1993)

Apesar das limitações da análise realizada, algumas conclusões podem ser enumeradas:

- A existência de uma linha de estado crítico única, independente do grau de cimentação, no espaço $p':q:\epsilon$, é uma hipótese bastante provável;
- A posição do estado de tensões inicial em relação à linha de estado crítico e à superfície de plastificação é fator determinante do comportamento mecânico de solos cimentados;

² Nota do Autor

• As amostras ensaiadas no presente trabalho, bem como os resultados analisados de outros autores, certamente seguem o comportamento classe 3 da Figura 6.13. Nesta condição, a resistência de pico é governada pelas contribuições relativas do grau de cimentação (tamanho da "yield locus") e do nível de tensões efetivas médias iniciais, isto é, pela relação p'_i/q_u .

• A Equação 6.5, $q_{rup} = q_{rup(0)} + q_u$, proposta para determinar a tensão desvio máxima em ensaios triaxiais CID está conceitualmente de acordo com o comportamento mostrado na Figura 6.13 para a classe 3 de comportamento. Admitindo-se que o solo não cimentado rompe na linha de estado crítico, as Equações 6.5 e 6.6 podem ser reescritas da seguinte forma:

$$q_{rup} = \left(\frac{3.M}{M-3} \right) \cdot p'_i + q_u \quad (6.10)$$

$$\frac{q_{rup}}{q_u} = \left(\frac{3.M}{M-3} \right) \cdot \frac{p'_i}{q_u} + 1 \quad (6.11)$$

• O ensaio triaxial convencional não é adequado para o estudo do estado último de solos cimentados na faixa de tensões onde se verifica um comportamento frágil.

6.3 - MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO

Todas as amostras ensaiadas durante o programa experimental apresentaram um comportamento inicial bastante rígido, aparentemente linear, até um ponto de plastificação bem determinado, a partir do qual o corpo-de-prova experimentava deformações plásticas crescentes até a ruptura.

A Figura 6.14, mostra, em escala log-log, a curva tensão-deformação da amostra com 3% de cimento e tensão efetiva média inicial de 60 kN/m^2 , já apresentada na Figura 5.11. Nesta figura, pode-se distinguir claramente o ponto de plastificação mencionado no parágrafo anterior (pouco acima de 200 kN/m^2).

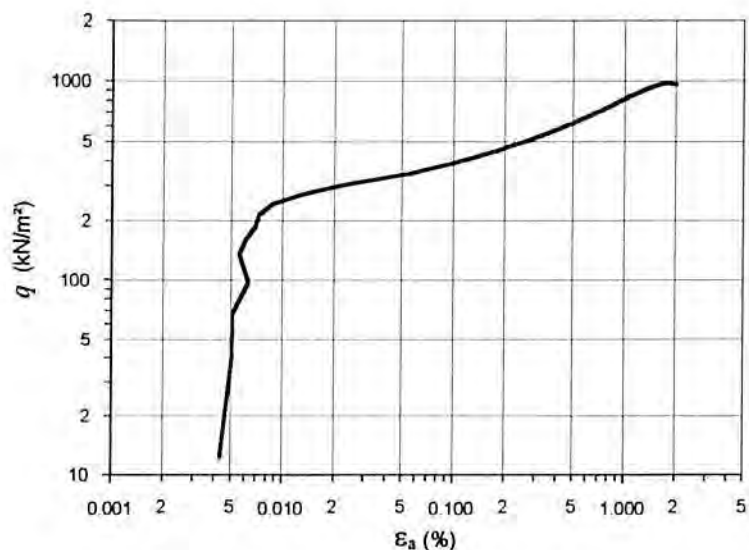


Figura 6.14 - Detalhe da Curva Tensão-Deformação
3% de Cimento, $p'_i = 60 \text{ kN/m}^2$

Um dos aspectos mais notáveis do comportamento do solo cimentado foi o aumento da rigidez inicial com o grau de cimentação. Isto fica evidenciado na Figura 6.15 que mostra a variação da deformação axial na ruptura com o grau de cimentação e com o nível de tensões. Pode-se notar que a deformação axial na ruptura diminui com a cimentação, aumentando conseqüentemente a rigidez.

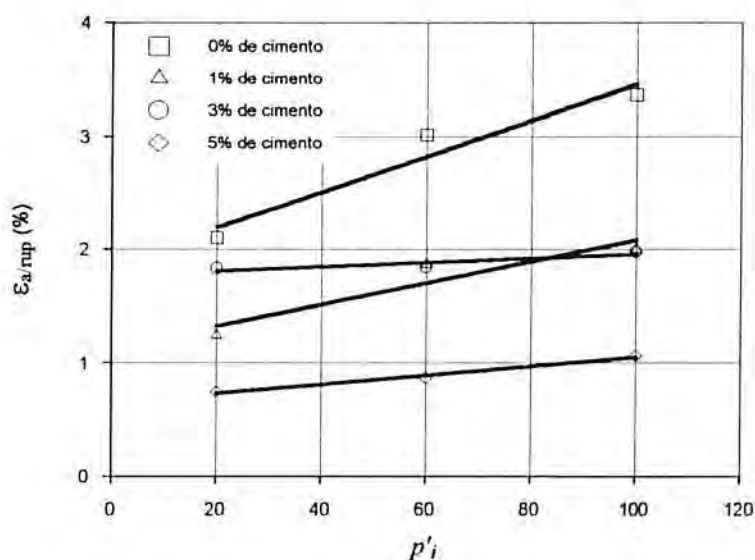


Figura 6.15 - Variação da Deformação Axial na Ruptura

O efeito da tensão efetiva média inicial mostrou-se significativo para o solo não cimentado, aumentando a deformação axial na ruptura a medida que a tensão aumenta. Para as amostras cimentadas, o efeito do nível de tensões efetivas não parece ser significativo.

Quanto aos módulos de deformação, a interpretação dos resultados possui algum grau de complexidade, na medida em que os valores determinados para materiais geotécnicos variam em função da tensão efetiva média normal p' e do nível de deformações cisalhantes ε_s (e.g. JARDINE et al., 1984, 1986; BELOTTI et al. 1989; BRESSANI, 1990; HIGHT & JARDINE, 1993; TATSUOKA et al., 1993; KIM et al., 1994).

Este comportamento é mostrado, para o solo artificialmente cimentado investigado, nas Figuras 6.16 a 6.19, que apresentam a variação do módulo secante calculado em relação à origem, com as deformações axiais para todos os ensaios triaxiais realizados. Os gráficos foram plotados utilizando-se a escala logarítmica para as deformações, a fim de permitir a análise da variação dos módulos para pequenas deformações (< 0,01% para as amostras cimentadas).

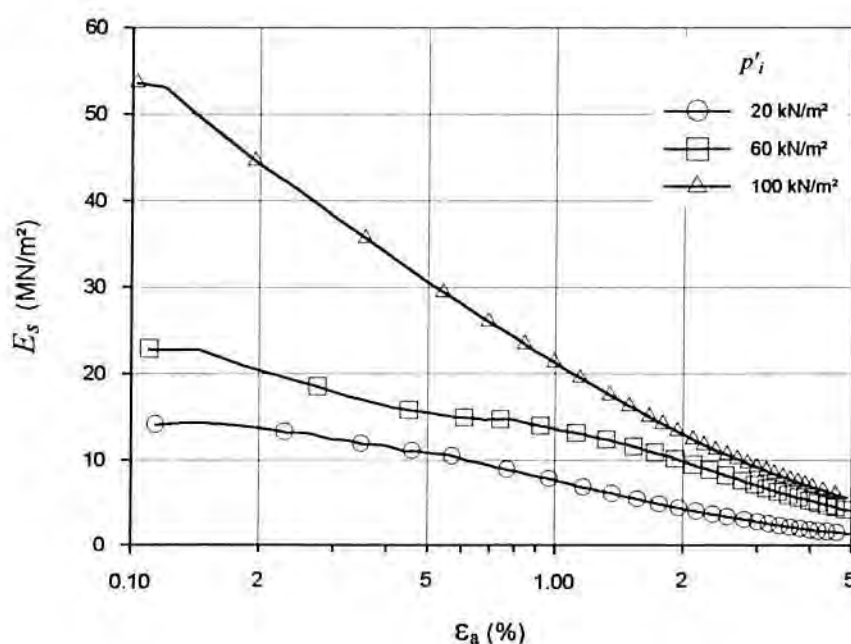


Figura 6.16 - Variação do Módulo Secante com a Deformação Axial 0% de Cimento

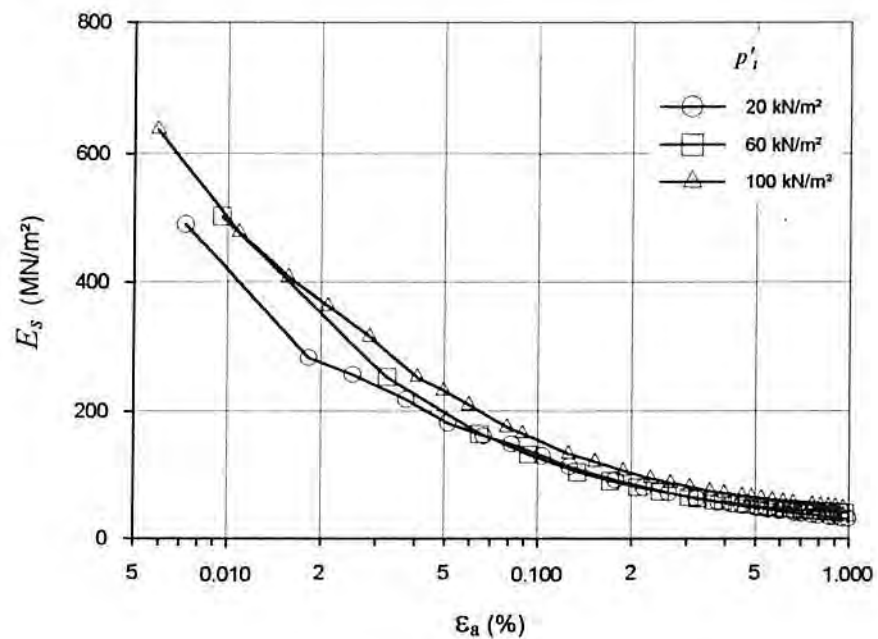


Figura 6.17 - Variação do Módulo Secante com a Deformação Axial 1% de Cimento.

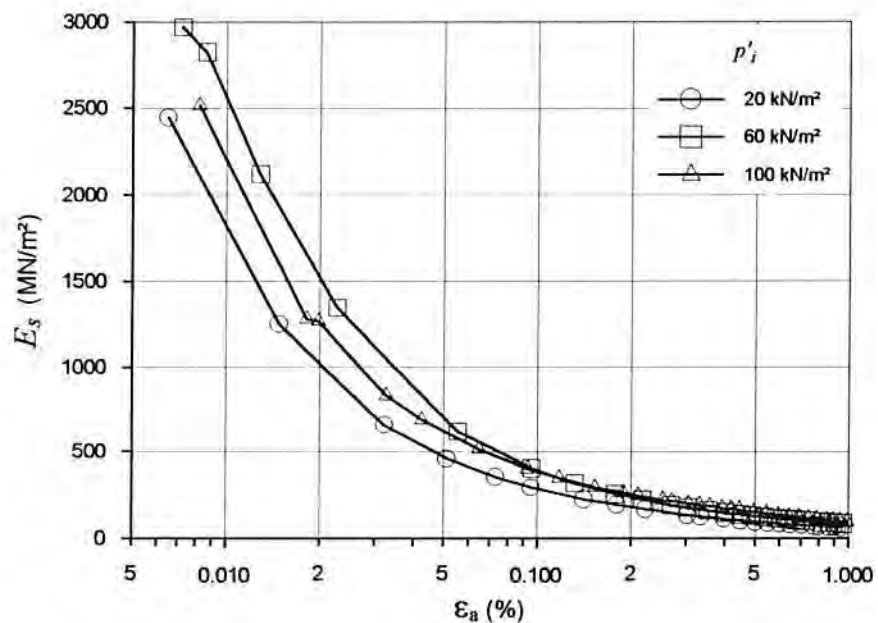


Figura 6.18 - Variação do Módulo Secante com a Deformação Axial 3% de Cimento.

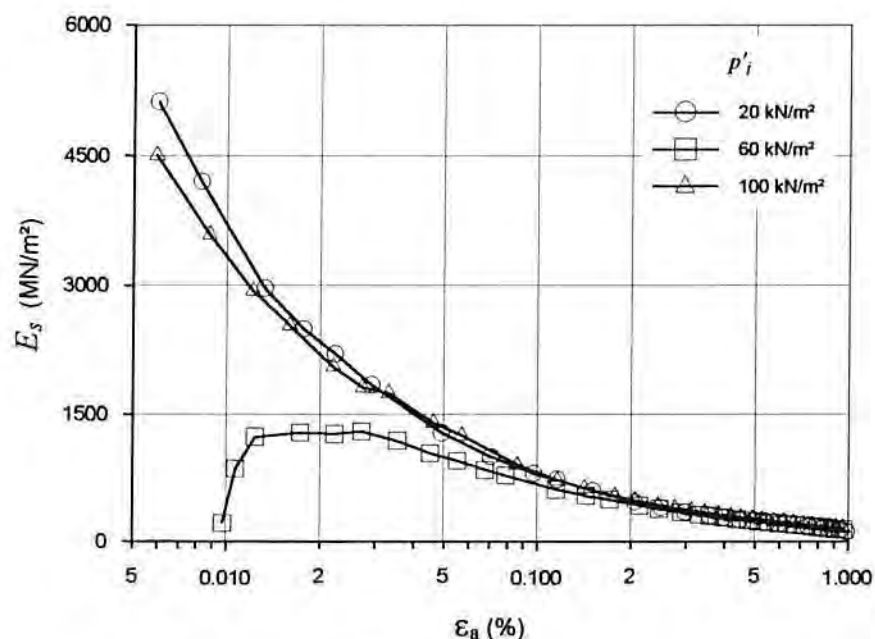


Figura 6.19 - Variação do Módulo Secante com a Deformação Axial 5% de Cimento.

A partir da análise global das Figuras 6.16 a 6.19, algumas observações podem ser enumeradas: (1) o módulo de deformação secante decresce de forma acentuada com o aumento das deformações axiais; BRESSANI (1990) e BRESSANI et al. (1994) relataram comportamentos similares respectivamente para um solo cimentado artificial e para um solo residual de arenito; (2) a queda do módulo secante com a deformação é mais acentuada para as amostras com maior grau de cimentação; e (3) a influência da variação da tensão efetiva média inicial sobre o módulo de deformação, na faixa de valores investigada, parece ser mais significativa para o solo não cimentado do que para os solos cimentados.

Contudo, uma melhor análise da influência do grau de cimentação e do nível de tensões efetivas médias iniciais sobre as características de rigidez do solo artificialmente cimentado, pode ser realizada através da comparação entre valores característicos de módulos de deformação obtidos para cada ensaio.

No entanto, como o valor do módulo é função do nível de deformações para o qual ele é calculado, é necessário o estabelecimento de critérios para sua determinação. No presente

trabalho, optou-se por analisar os módulos secantes (E_s) em dois níveis de deformação axial arbitrários, 0,1 e 0,01%, bem como o módulo tangente inicial (E_o).

Módulos secantes, calculados para níveis de deformação específicos, tem sido utilizados por diversos autores para estudar o comportamento de materiais geotécnicos à pequenas deformações, especialmente quando dispositivos para medição local das deformações são empregados (e.g. JARDINE et al., 1984; BRESSANI, 1990; KIM et al., 1994). JARDINE et al. (1984) utilizaram como medida da rigidez em ensaios triaxiais não drenados, o módulo secante correspondente à 0,01% da deformação axial; BRESSANI (1990, 1993) analisou módulos secantes para 0,01, 0,1 e 0,2% da deformação axial; KIM et al. (1994), para rochas brandas, determinaram módulos para deformações axiais da ordem de 0,001 e 0,003%.

Quanto ao módulo tangente inicial (E_o), este foi calculado conforme definido no item 4.2, a partir de uma relação tensão-deformação supostamente hiperbólica. Esta abordagem fundamenta-se na observação de que o trecho inicial das curvas tensão-deformação das amostras artificialmente cimentadas investigadas, bem como das não cimentadas, pode ser representado qualitativamente por uma hipérbole, conforme ilustra a Figura 6.20 para o ensaio CID-5/60.

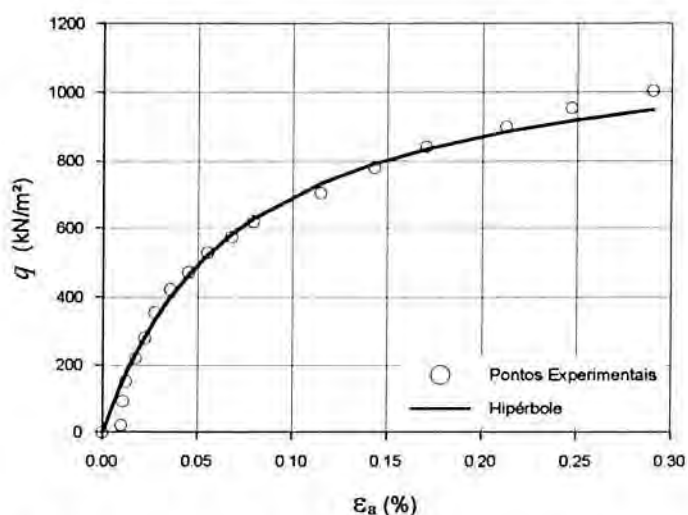


Figura 6.20 - Simulação da Curva Tensão-Deformação 5% de cimento, $p'_i = 60 \text{ kN/m}^2$

O ajuste hiperbólico das curvas tensão-deformação foi feito dentro de um determinado intervalo de deformações axiais cujo limite inferior foi arbitrado em 0,01% para as amostras cimentadas e 0,1% para as não cimentadas, visando eliminar a influência de eventuais leituras erráticas no início do ensaio. O limite superior, limitado arbitrariamente em 0,5% da deformação axial, variou de ensaio para ensaio, e foi definido como sendo aquele valor de deformação para o qual se obtinha o máximo coeficiente de determinação (r^2) do ajuste. Através deste critério procurou-se a melhor estimativa possível para o módulo tangente inicial (E_o).

Cabe salientar que o modelo hiperbólico (DUNCAN & CHANG, 1970) tem sido utilizado por vários pesquisadores do CPGEC/UFRGS, na descrição do comportamento tensão-deformação de solos argilosos artificialmente cimentados, tanto em ensaios triaxiais drenados (ROHLFES JR., 1996; VENDRUSCOLO, 1996) como não drenados (THOMÉ, 1994, THOMÉ et al., 1995).

A Tabela 6.3, a seguir, apresenta os valores dos módulos de deformação calculados de acordo com os critérios estabelecidos nos parágrafos anteriores. Para fins de comparação, valores do módulo secante ($\epsilon_a = 0,1\%$) calculados a partir da medição externa das deformação são apresentados.

Tabela 6.3 - Valores dos Módulos de Deformação.

IDENTIFICAÇÃO DO ENSAIO ^(*)	MEDIÇÃO LOCAL			M. EXTERNA
	E_o (MN/m ²)	$E_{s(0,01)}$ (MN/m ²)	$E_{s(0,1)}$ (MN/m ²)	$E_{s(0,1)}$ (MN/m ²)
CID-0/20	16,6	—	14,3	6,5
CID-0/60	26,3	—	22,2	16,0
CID-0/100	72,6	—	53,6	25,7
CID-1/20	471,6	397,3	131,0	36,1
CID-1/60	578,6	486,3	125,0	24,0
CID-1/100	502,8	495,0	151,7	52,3
CID-3/20	3091,8	1698,2	281,5	71,0
CID-3/60	3251,0	2529,4	388,5	99,4
CID-3/100	3446,6	2105,3	384,5	128,0
CID-5/20	4784,2	3623,5	792,5	168,9
CID-5/60	—	—	669,0	154,0
CID-5/100	4456,5	3298,0	808,2	167,0

^(*) Ver Tabela 5.3

Os dados correspondentes ao módulo inicial (E_o) e ao módulo secante para 0,01% de deformação axial ($E_{s(0,01)}$) correspondentes ao ensaio CID-5/60 foram considerados perdidos, tendo em vista o comportamento errático do sistema de medição local das deformações no estágio inicial deste ensaio. Este comportamento é mostrado de forma clara na Figura 6.19.

A Figura 6.21 mostra, em escala log-log, a variação dos módulos de deformação com a tensão efetiva média inicial, ambos normalizados pela pressão atmosférica (p_a): módulo tangente inicial E_o na Figura 6.20(a); módulos secantes para 0,01 e 0,1% de deformação axial, respectivamente nas Figuras 6.20(b) e 6.20(c).

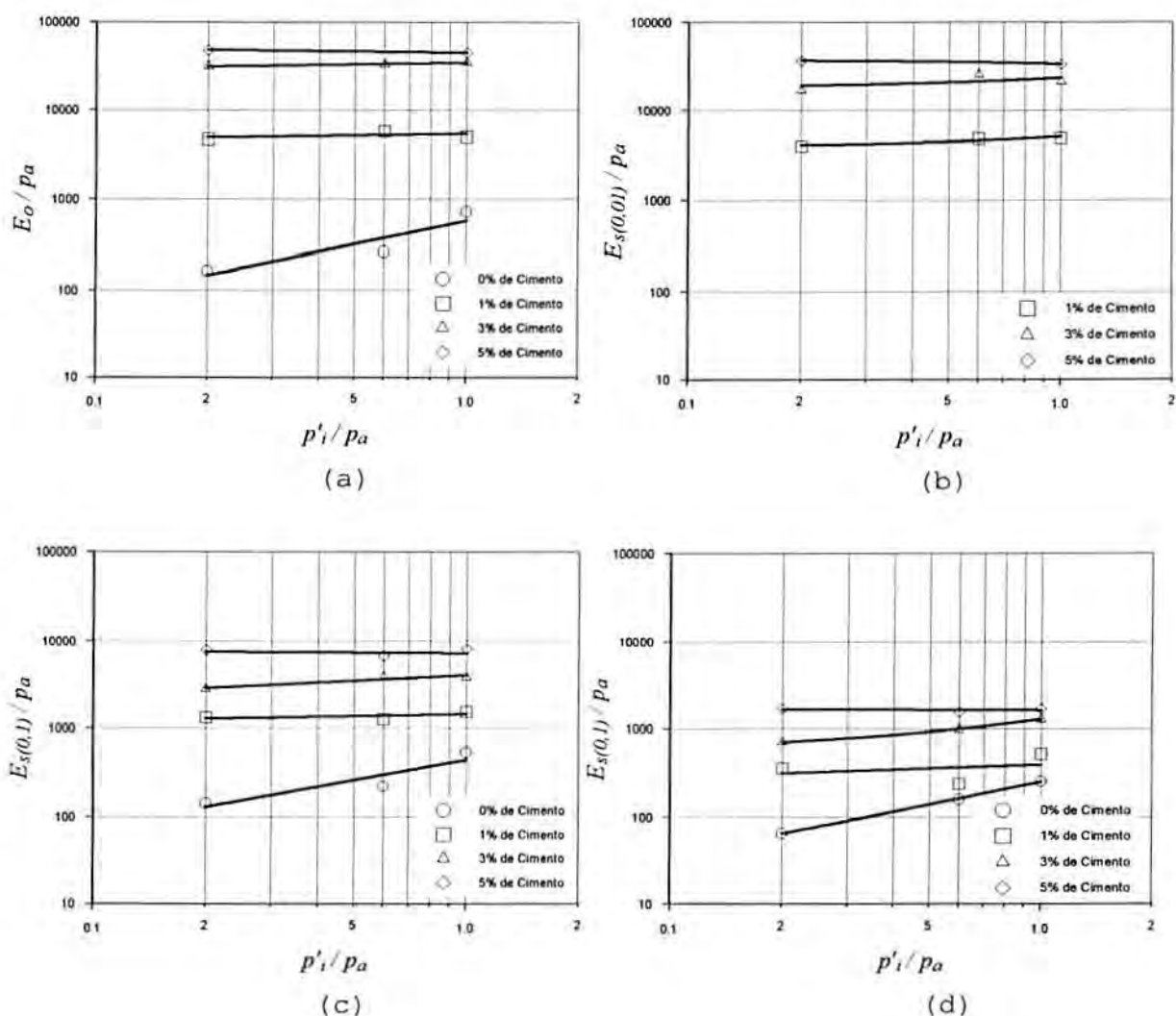


Figura 6.21 - Variação dos Módulos de Deformação com a Tensão Efetiva Média Inicial

Na Figura 6.21(d) é apresentada a variação dos módulos secantes a 0,1% de deformação calculados a partir da medição externa.

A variação observada na Figura 6.21 está de acordo com o relatado por diversos autores para materiais geotécnicos cimentados (e.g. DUPAS & PECKER, 1979; CLOUGH et al., 1981; YOSHINAKA & YAMABE, 1981; AKINMUSURU, 1987; O'ROURKE & CRESPO, 1988).

As retas mostradas na Figura 6.21 podem ser representadas pela expressão geral:

$$E = K \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_i}{p_a} \right)^n \quad (6.12)$$

onde E é o módulo de deformação, p_a é a pressão atmosférica, p'_i é a pressão efetiva média inicial, K é o intercepto para $p'_i/p_a = 1$ e n é a coeficiente angular da reta.

A Equação 6.12 é similar àquela proposta por JANBU (1963), citado por DUNCAN & CHANG (1970), para solos granulares, e tem sido utilizada por vários autores para descrever a variação do módulo de deformação com a tensão de confinamento (σ_c) para materiais geotécnicos cimentados (e.g. MITCHELL, 1976, citado por CLOUGH et al., 1981; DUPAS & PECKER, 1979; CLOUGH et al., 1981; YOSHINAKA & YAMABE, 1981; AKINMUSURU, 1987; O'ROURKE & CRESPO, 1988).

Estes autores constataram que o parâmetro K geralmente aumenta com o grau de cimentação enquanto que o coeficiente angular n diminui. CLOUGH et al. (1981), por exemplo, obtiveram para o módulo tangente inicial de areias cimentadas (solos 1,2,3,9,10,11 da Tabela 6.2), utilizando medição externa de deformações, valores de K na faixa de 450 a 2700 e de n na faixa de 0,6 a 0,3. Já O'ROURKE & CRESPO (1988), também utilizando medição externa, relatam valores muito mais baixos para o coeficiente n , na faixa de -0,01 a 0,06, para solos vulcânicos artificialmente cimentados (solos 6 e 7 da Tabela 6.2).

A Tabela 6.4, a seguir, apresenta os valores de K e n para as retas da Figura 6.21, bem como os respectivos coeficientes de determinação (r^2).

Tabela 6.4 - Valores Observados de K , n e r^2

Porcentagem de Adição (%)	K	n	r^2	K	n	r^2
	E_o			$E_{s(0,01)}$		
0	572	0,838	0,832	—	—	—
1	5393	0,063	0,246	5063	0,144	0,942
3	34108	0,064	0,938	23494	0,170	0,491
5	44565	-0,044	1,0 ^(*)	32981	-0,058	1,0 ^(*)
—	$E_{s(0,1)}$			$E_{s(0,1)}$ (med. externa)		
0	438	0,754	0,849	253	0,845	0,999
1	1423	0,069	0,342	392	0,134	0,081
3	4033	0,201	0,886	1244	0,356	0,984
5	7190	-0,027	0,030	1609	-0,019	0,099

^(*) Ajuste feito a partir de dois pontos

A análise da Figura 6.21 e dos valores apresentados na Tabela 6.4 parece confirmar o comportamento observado pelo autores citados anteriormente. K aumenta sensivelmente com o grau de cimentação enquanto que o coeficiente n , embora sua variação não apresente um padrão muito claro, apresenta tendência de diminuição.

Os dados da Tabela 6.4 parecem indicar ainda, que o nível de deformação axial para o qual o módulo é determinado não influencia o valor de n , contrariamente ao que se observa em relação ao valor de K . A mesma observação pode ser feita em relação à comparação entre os valores decorrentes da medição interna e da medição externa das deformações axiais.

Fica evidenciado na análise global dos valores de n , que o efeito da tensão efetiva média inicial é muito mais significativo para as amostras não cimentadas do que para as amostras cimentadas. Os valores de n obtidos para as amostras cimentadas apresentam alguma dispersão, variando entre -0,058 e 0,356, com valor médio de 0,088. Para as amostras não cimentadas, o valor médio de n é de 0,812.

A Figura 6.22, a seguir, mostra a variação do módulo secante, correspondente a 0,1% de deformação axial, normalizado pela tensão efetiva média inicial.

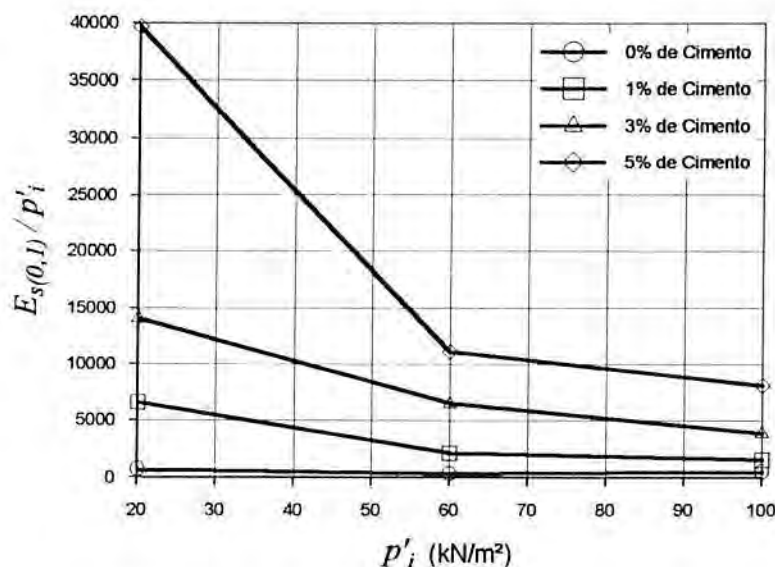


Figura 6.22 - Variação do Módulo Secante Normalizado com a Tensão Efetiva Média Inicial, $\varepsilon_a = 0,1\%$, Medição Local

A Figura 6.22 mostra unicamente o efeito da variação do grau de cimentação sobre o módulo de deformação, uma vez que a normalização permite que a influência da variação da tensão efetiva média inicial seja eliminada.

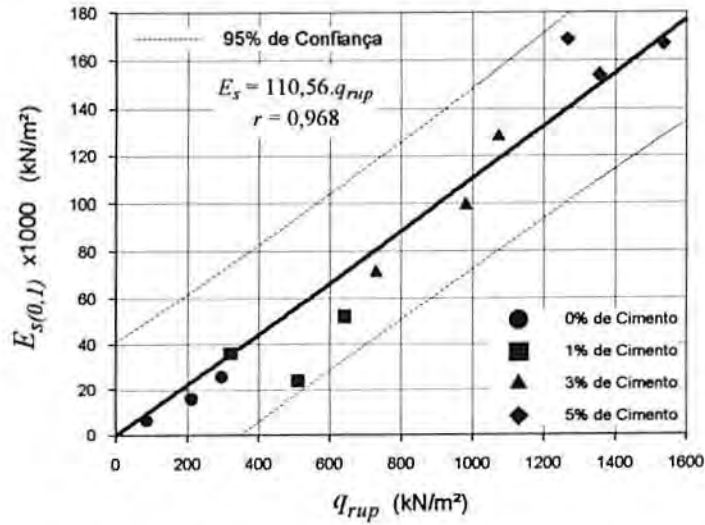
Observa-se que o módulo normalizado decresce rapidamente com a tensão efetiva média inicial. Comportamento semelhante foi observado, para diferentes materiais geotécnicos cimentados, por BRESSANI (1990).

A conclusão principal tirada da análise da figura, é que o efeito da cimentação é mais acentuado para os níveis mais baixos de tensão efetiva, decrescendo a medida que as tensões aumentam, tendendo, para tensões maiores do que as investigadas no presente trabalho, a desaparecer.

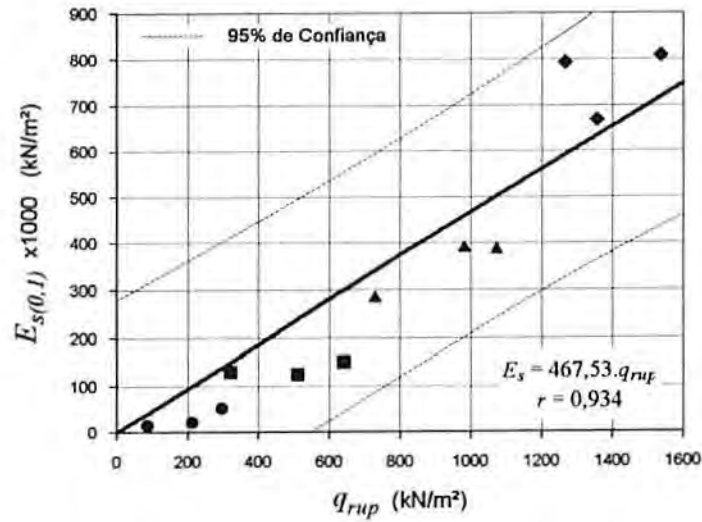
As Figuras 6.23(a), 6.23(b) e 6.23(c) mostram a correlação entre os módulos secantes de deformação ($E_{s(0,1)}$, $E_{s(0,0)}$) e a tensão desvio na ruptura (q_{rup}) para os ensaios triaxiais realizados.

Muitos autores propõem correlações deste tipo visando a estimativa do módulo de deformação para materiais geotécnicos. SIMONS & MENZIES (1977) relatam diversos valores na faixa de 40 a 3000 para a relação entre resistência ao cisalhamento e módulo não drenados (E_u/s_u), propostas por vários autores, para argilas normalmente adensadas e levemente pré-adensadas; YOSHINAKA & YAMABE (1981) propõem uma relação entre módulo e resistência obtidos no ensaio de compressão simples, para rochas sedimentares brandas, da ordem de 100; KIM et al. (1994), ao analisarem a relação entre módulo máximo e resistência (E_o/q_{rup}) para diversos materiais, como areias, pedregulhos, argilas, areias artificialmente cimentadas, rochas sedimentares brandas, rochas duras e concreto, concluíram que a maioria dos valores ficam entre 400 e 1000, com valor médio em torno de 600. Segundo estes autores, valores da ordem de 100, normalmente relatados na literatura, são provavelmente obtidos a partir de medição externa de deformações. Os autores sugerem que, para uma primeira aproximação, o valor do módulo máximo seja estimado, com a adoção de um fator de redução de 2 ou 3, a partir da resistência ao cisalhamento conhecida.

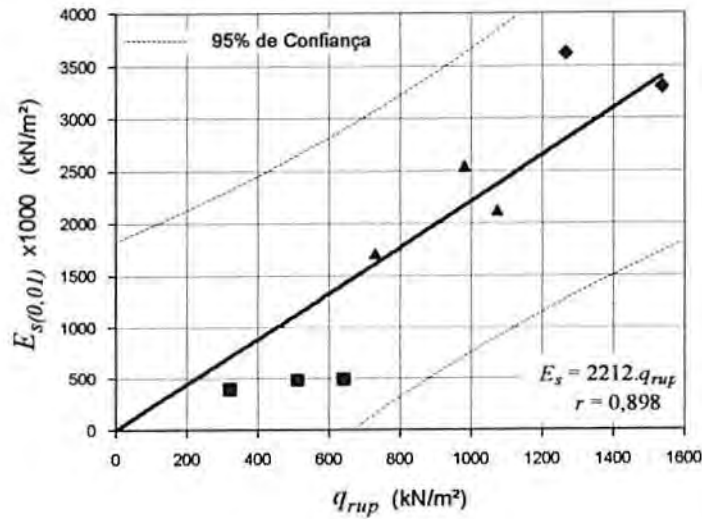
Os coeficientes de correlação (r) apresentados na Figura 6.23, indicam uma forte correlação linear entre o módulo secante e a tensão desvio na ruptura. Nesta figura, juntamente com as retas de correlação obtidas, forçando-se a passagem pela origem, são plotados os intervalos correspondentes à 95% de confiança para a estimativa de valores individuais de módulos a partir da tensão desvio na ruptura. O intervalo de confiança é função, em um determinado ponto, do erro padrão da estimativa, do nível de significância desejado, do número de observações e da proximidade do ponto considerado em relação ao valor médio (NANNI & RIBEIRO, 1992).



(a)



(b)



(c)

Figura 6.23 - Variação do Módulo Secante com a Tensão Desvio na Ruptura: (a) $\varepsilon_a = 0,1\%$, Medição Externa; (b) $\varepsilon_a = 0,1\%$, Medição Local; (c) $\varepsilon_a = 0,01\%$, Medição Local

Observa-se que a amplitude relativa do intervalo de confiança aumenta para a menor deformação, Figura 6.23(c), em razão do menor número de observações (somente 8), e também para os dados obtidos pela medição local, em função basicamente da maior dispersão dos dados, refletida em um menor coeficiente de correlação.

Fica evidenciado, ao comparar-se as Figuras 6.23(a) e 6.23(b), que a utilização da medição externa convencional na estimativa de módulos à pequenas deformações, produz, para o solo artificialmente cimentado, e provavelmente para qualquer outro material de comportamento rígido, valores muito abaixo dos efetivos.

As Figuras 6.23(b) e 6.23(c) podem ser utilizadas na obtenção de uma primeira estimativa do módulo de deformação secante, para os níveis de deformação estabelecidos, em função da tensão desvio na ruptura. Por exemplo, para $q_{rup} = 1000 \text{ kN/m}^2$, o módulo secante a 0,1% de deformação axial, é dado, com 95% de confiança, pelo intervalo ($212 \text{ MN/m}^2 \leq E_s \leq 935 \text{ MN/m}^2$), com valor médio em torno de 467 MN/m^2 . Uma solução conservativa apontaria para a utilização do limite inferior do intervalo de confiança.

O aumento do número de observações e a diminuição da dispersão experimental, por exemplo, através do aperfeiçoamento das técnicas de medição local de deformações, permitiria a determinação de correlações com intervalos de confiança mais "estritos", e como conseqüência, a estimativa de valores mais próximos da realidade.

6.4 - VARIÁVEIS DO COMPORTAMENTO DO SOLO CIMENTADO

Ao longo do presente capítulo, foi analisado o comportamento mecânico do solo artificialmente cimentado, em ensaios triaxiais convencionais drenados, nos aspectos relativos à resistência ao cisalhamento, estado último e deformação, tendo como ponto de partida a avaliação dos efeitos de duas variáveis: (1) o grau de cimentação e (2) a tensão efetiva média inicial.

Constatou-se que, para a faixa de tensões investigada, o comportamento mecânico, especificamente no que diz respeito à resistência ao cisalhamento e às deformações, é comandado principalmente pelo grau de cimentação. No entanto, a inclusão na análise de outros resultados encontrados na literatura permitiu ampliar esta observação: o comportamento mecânico de um solo granular cimentado é comandado pelas contribuições relativas das parcelas friccional e de cimentação.

A equação 6.5, proposta para determinar a tensão desvio na ruptura em ensaios triaxiais drenados, para solos cimentados de natureza granular, demonstra a influência destas duas variáveis e mostra que: (1) o comportamento do solo cimentado pode ser determinado a partir do comportamento do solo no estado não cimentado e (2) existem outras variáveis importantes que influenciam o comportamento do solo granular cimentado, isto é, a presença do ângulo de atrito efetivo nesta equação evidencia a influência da densidade inicial, da dilatância, da granulometria, da graduação, da mineralogia, enfim, de todos aqueles fatores que determinam o valor do ângulo de atrito do solo não cimentado e que, baseado nas observações feitas durante a análise, é da mesma ordem de grandeza do ângulo de atrito do solo cimentado.

Estas observações estão de acordo com os aspectos gerais do comportamento de materiais geotécnicos cimentados descritos na literatura, em especial por CLOUGH et al. (1979, 1981) e LEROUEIL & VAUGHAN (1990).

6.5 - PREVISÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO CIMENTADO PARA UTILIZAÇÃO EM PROJETOS GEOTÉCNICOS

A previsão do comportamento mecânico do solo artificialmente cimentado estudado, visando sua aplicação em projetos geotécnicos, compõe-se de duas etapas: (1) determinação da resistência ao cisalhamento, através da estimativa da tensão desvio na ruptura em condições de carregamento estático triaxial e (2) estimativa do módulo de deformação estático (E).

A estimativa da tensão desvio na ruptura pode ser feita através da Equação 6.5, rerepresentada a seguir:

$$q_{rup} = \frac{2 \cdot \text{sen } \varphi'_o}{1 - \text{sen } \varphi'_o} \cdot p'_i + q_u \quad (6.13)$$

onde q_{rup} é a tensão desvio na ruptura; p'_i é a tensão efetiva média inicial; q_u é a resistência à compressão simples e φ'_o é o ângulo de atrito efetivo do solo não cimentado na mesma densidade inicial. O valor de φ'_o , pode ser determinado em laboratório ou estimado, por exemplo, através da abordagem proposta por BOLTON (1986) para solos granulares.

Quanto ao módulo de deformação, a determinação ou estimativa do seu valor dependerá do nível de deformações decorrente da carga real de trabalho. BELLOTTI et al. (1989), ao abordarem esta questão, apresentam alguns dados qualitativos sobre níveis de deformações associados à vários tipos de carregamento em areias. A Tabela 6.5, a seguir, reproduz estas informações.

Tabela 6.5 - Deformações sob Cargas de Trabalho
(BELLOTTI et al., 1989)

Cargas de Trabalho (Tipos)	Deformação de Cisalhamento (γ)
Fundações de Máquinas	até 10^{-4}
Movimentos Sísmicos	até 10^{-2}
Fundações bem projetadas	até 10^{-3}
Construções em Solos Moles	até 10^0

A Figura 6.24 ilustra a ligação existente entre módulo, tensão e nível de deformações, para o ensaio CID-3/60. Se a tensão admissível for assumida como sendo a tensão na ruptura (q_{rup}) minorada por um fator de segurança (FS), por exemplo igual a 3, a deformação axial correspondente será, para o exemplo da Figura 6.24, da ordem de 0,04%. Considerando a totalidade dos ensaios realizados sobre amostras cimentadas, a deformação correspondente à tensão admissível variou na faixa de 0,015 a 0,2% de deformação axial, a medida que o grau de cimentação diminuía. Considerando-se

que a tensão de trabalho é geralmente menor que a tensão admissível calculada ($q_{trab} < q_{rup}/FS$), o nível de deformações irá variar, na realidade, em uma faixa de valores ainda menor.

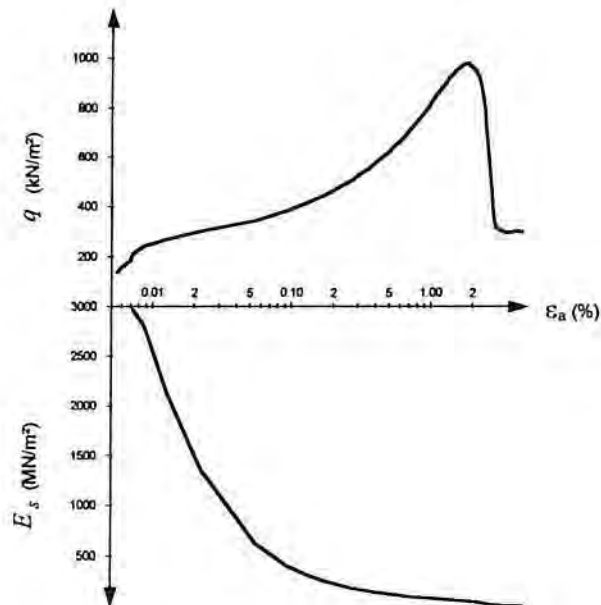


Figura 6.24 - Variação do Módulo Secante e da Tensão Desvio com a Deformação Axial (Ensaio CID-3/60)

Admitindo-se que o módulo secante, à pequenas deformações, fornece uma estimativa razoável do módulo real, para uma primeira estimativa podem ser utilizadas as correlações entre E_s e q_{rup} mostradas nas Figura 6.23(b) e 6.23(c), observando-se os respectivos intervalos de confiança.

Uma abordagem mais consistente, no entanto, passa necessariamente pela determinação de uma relação matemática que represente a queda do módulo com o nível de deformações. A relação hiperbólica proposta por HARDIN & DRNEVICH (1972), citados por BELLOTTI et al. (1989), para solos não coesivos, parece ser uma solução em potencial. A relação é dada pela seguinte expressão matemática:

$$\frac{G}{G_o} = \frac{1}{1 + (G_o \cdot \gamma / \tau_{max})} \quad (6.14)$$

onde G é o módulo cisalhante correspondente à deformação cisalhante γ , G_o é o módulo cisalhante máximo e τ_{max} é a tensão de cisalhamento máxima. De acordo com BELLOTTI et al. (1989), esta expressão foi baseada em valores de G_o determinados em ensaios de coluna de ressonância onde o número de ciclos era superior a 100. Os autores chamam a atenção, em função de que o valor de G é fortemente influenciado pelo número de ciclos, que a expressão 6.14 deve ser corrigida para expressar a variação de módulos obtidos em somente um ciclo carga-descarga. Os autores sugerem um fator de correção F_c de tal forma que $G_{(100\text{ ciclos})} = F_c \times G_{(1\text{ ciclo})}$.

O módulo de cisalhamento (G) calculado para uma determinada deformação, pode ser convertido para o módulo estático equivalente (E) usando-se a relação elástica $E = 2.G.(1-\nu)$, onde ν é o coeficiente de Poisson. No caso de areias, de acordo com BELLOTTI et al. (1989), a concordância entre os valores medidos de E e os valores estimados a partir do ensaio de coluna de ressonância é muito satisfatória para solos sobre-adensados, isto é, dentro da superfície de plastificação.

Com base nesta idéia, a expressão 6.14 foi convertida em termos do módulo de deformação estático (E), para as condições triaxiais de carregamento, fazendo-se as devidas substituições, $G_o = E_o/2.(1+\nu_o)$, $G = E/2.(1+\nu)$, $\gamma = \frac{2}{3}.\varepsilon_a.(1-\nu)$ e $\tau_{max} = q_{rup}/2$, supondo-se que $\nu_o = \nu$, e levando-se em consideração o fator de correção F_c sugerido por BELLOTTI et al. (1989):

$$\frac{E}{E_o} = \frac{1/F_c}{1 + (2.E_o.\varepsilon_a/3.q_{rup})} \quad (6.15)$$

As Figuras 6.25(a) e 6.25(b), a seguir, mostram a solução da expressão 6.15 para os ensaios CID-0/100 (amostra não cimentada) e CID-3/60 (amostra cimentada), juntamente com os pontos experimentais correspondentes à variação dos módulos secantes (ver Figuras 6.16 a 6.19). Os valores de q_{rup} e E_o estão apresentados

respectivamente nas Tabelas 5.3 e 6.3, e foi adotado $F_c = 1,5$, seguindo-se a sugestão de BELLOTTI et al. (1989) para areias.

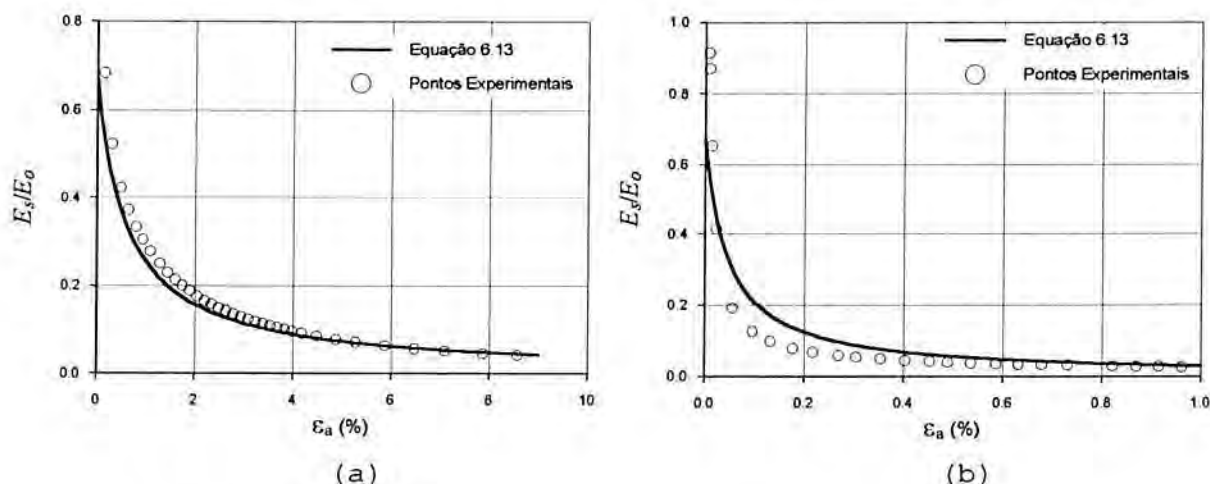


Figura 6.25 - Variação do Módulo de Deformação Secante Normalizado com a Deformação Axial. (a) CID-0/100, (b) CID-3/60

O comportamento observado na Figura 6.25, representativo do conjunto total de ensaios realizados, mostra que a reprodução dos resultados experimentais pela equação 6.15, ao menos qualitativamente, e especialmente para o solo não cimentado, foi amplamente satisfatória.

Uma parcela do erro na reprodução dos resultados experimentais deve ser creditada à utilização de módulos secantes na comparação, ao mesmo tempo que uma determinação mais criteriosa do valor de E_o , por exemplo através de ensaios de coluna de ressonância, bem como uma melhor calibração do fator de correção F_c , podem aumentar a eficiência da expressão 6.15 na previsão dos módulos de deformação para os solos cimentados.

Desta forma, a estimativa do módulo de deformação (E) do solo cimentado, visando sua utilização em projetos geotécnicos, poderia ser feita através da expressão 6.15, em função da resistência do solo (determinada pela equação 6.13), do nível de deformações axiais esperado e do módulo máximo E_o .

CAPÍTULO 7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 - CONCLUSÕES

A partir da análise e discussão dos resultados experimentais e da avaliação da influência do grau de cimentação e da tensão efetiva média inicial sobre o comportamento mecânico do solo artificialmente cimentado, algumas conclusões, válidas dentro das condições e limites específicos do estudo realizado, foram estabelecidas. A posterior inclusão na análise de resultados de outros autores encontrados na literatura, permitiu que algumas destas conclusões fossem ampliadas, abrangendo solos granulares cimentados em geral.

De forma geral, o comportamento tensão-deformação do solo artificialmente cimentado pode ser descrito como sendo inicialmente muito rígido, aparentemente linear, até um ponto de plastificação bem definido, a partir do qual o solo experimenta deformações plásticas crescentes até a ruptura, que ocorre de modo frágil para a faixa de tensões efetivas médias iniciais estudada. O comportamento pós-pico observado sugere a existência de um estado último onde a tensão desvio e a deformação volumétrica se tornam estáveis com a deformação axial. As amostras ensaiadas apresentaram, após uma compressão inicial, um comportamento fortemente expansivo durante o cisalhamento.

Todos os aspectos analisados do comportamento mecânico do solo artificialmente cimentado foram, em maior ou menor grau, influenciados pela variação do grau de cimentação e da tensão efetiva média inicial. Em alguns aspectos, como o modo de ruptura por exemplo, verificou-se uma forte interação entre estas duas variáveis, isto é, o efeito de uma delas sobre o comportamento do material era dependente do nível da outra variável.

A seguir são apresentadas as principais conclusões do presente trabalho:

a) Quanto à resistência ao cisalhamento

- O processo de mobilização da resistência ao cisalhamento para as amostras cimentadas submetidas à carregamento triaxial, pode ser compreendido a partir das contribuições relativas das parcelas friccional e de cimentação na resistência. Quanto maior o grau de cimentação em relação à tensão efetiva média inicial, maior é a contribuição relativa da parcela de cimentação; nesse caso o valor da resistência (q_{rup}) se aproxima do valor da resistência à compressão simples (q_u). Contrariamente, quanto maior a tensão efetiva média inicial em relação ao grau de cimentação, maior é a contribuição da parcela friccional; nesse caso o valor da resistência se aproxima da resistência do solo não cimentado ($q_{rup/0}$).

- A partir da consideração de que as envoltórias de ruptura são lineares, de que o ângulo de atrito interno não é afetado pelo grau de cimentação e de que não ocorre quebra da cimentação durante o carregamento isotrópico, foi estabelecida uma expressão (Equação 6.5) para a estimativa da resistência ao cisalhamento do solo

cimentado em ensaios triaxiais drenados: $q_{rup} = q_{rup/0} + q_u = \frac{2 \cdot \text{sen } \varphi'_o}{1 - \text{sen } \varphi'_o} \cdot p'_i + q_u$,

onde q_{rup} é a tensão desvio na ruptura; $q_{rup/0}$ é a tensão desvio na ruptura para o solo não cimentado; p'_i é a tensão efetiva média inicial; q_u é a resistência à compressão simples e φ'_o é o ângulo de atrito efetivo do solo não cimentado na mesma densidade inicial; a reprodução dos resultados experimentais obtidos no presente trabalho, bem como de outros encontrados na literatura, foi amplamente satisfatória, indicando que a Equação 6.5 é aplicável a solos cimentados de natureza granular em geral;

- A partir da análise da Equação 6.5, foi possível concluir que: (1) a resistência à compressão simples (q_u) é uma medida direta do grau de cimentação na compressão; (b) o efeito do grau de cimentação pode ser quantitativamente avaliado em relação ao solo no estado não cimentado; (c) a densidade inicial, a granulometria,

a graduação, a textura e a mineralogia são variáveis importantes do comportamento mecânico de solos granulares cimentados.

b) Quanto às deformações volumétricas

- Não foi identificado um padrão claro que permitisse avaliar a influência do grau de cimentação sobre a variação volumétrica das amostras durante os ensaios triaxiais. Ao mesmo tempo, uma clara influência da tensão efetiva média inicial sobre o comportamento expansivo do solo cimentado foi observada; quanto menor p'_i , maior a expansão sofrida até a ruptura.

- As medições de variação volumétrica após a ruptura, em função da ruptura frágil observada, não representam condições médias do corpo-de-prova, mas sim são decorrentes do processo de deslizamento de dois blocos rígidos.

c) Quanto ao modo de ruptura

- O modo de ruptura do solo cimentado é controlado pela interação entre grau de cimentação e tensão efetiva média inicial. Quanto maior o grau de cimentação em relação à tensão efetiva média inicial, mais frágil é o comportamento do material; contrariamente, quanto maior for a tensão efetiva em relação ao grau de cimentação, mais o material se aproxima do comportamento perfeitamente dúctil;

- A análise de outros resultados experimentais encontrados na literatura permitiu concluir que o ponto de transição do comportamento frágil para o dúctil está relacionado com o valor da relação p'_i/q_u , que parece depender do tipo de solo. Para os solos granulares analisados a transição ocorre aparentemente para $p'_i/q_u \approx 1$.

d) Quanto ao estado último (estado crítico)

- A princípio foram observadas duas envoltórias de estado último no espaço $p':q$, uma para 0 e 1% e outra para 3 e 5% de cimento. Contudo, tendo em vista que a ruptura frágil dificulta a determinação do estado último, e com base em resultados encontrados na literatura, a existência de uma linha de estado crítico única, independente do grau de cimentação, no espaço $p':q:e$ é uma hipótese bastante provável, a ser comprovada;

- Outra hipótese, é que o processo de ruptura frágil, especialmente para as amostras mais cimentadas, não permite que a estrutura do solo cimentado seja totalmente destruída; isto só seria possível se as amostras fossem submetidas a deformações maiores e mais homogêneas;

- A importância do estudo do estado crítico para solos cimentados, está no fato de que a posição do estado de tensões inicial em relação à linha de estado crítico e à superfície de plastificação, é fator determinante do comportamento tensão-deformação de solos cimentados;

- O ensaio triaxial convencional não é adequado para o estudo do estado último de solos cimentados na faixa de tensões onde se verifica um comportamento frágil.

e) Quanto à rigidez inicial (módulos de deformação)

- Um dos aspectos mais notáveis do comportamento do solo cimentado foi o aumento da rigidez inicial com o grau de cimentação. Esta rigidez inicial, caracterizada por módulos secantes da ordem de 3600 MN/m^2 para 0,01% de deformação axial, decresceu rapidamente com o nível de deformações, sendo a queda mais acentuada a medida que o grau de cimentação aumentava.

- A variação do módulo com a tensão efetiva média inicial pôde ser expressa pela equação $E = K \cdot p_a \cdot (p'_i/p_a)^n$ (JANBU, 1963, citado por DUNCAN & CHANG, 1970), onde K aumentou enquanto n diminuiu com o grau de cimentação. Os baixos valores observados de n indicam que o módulo para o solo cimentado é pouco afetado pela tensão efetiva média inicial, ao contrário do que é observado para solos granulares não cimentados. No entanto, a análise do módulo de deformação normalizado pela tensão efetiva média inicial, permitiu concluir que o efeito da cimentação sobre o módulo de deformação é mais acentuado para o nível de tensões mais baixo, diminuindo a medida que as tensões aumentam, tendendo a desaparecer.

- Uma primeira estimativa do valor do módulo secante pode ser feita através de correlações lineares com a tensão desvio na ruptura, obtida em ensaio triaxiais CID, considerando-se um determinado nível de deformações e um intervalo de confiança apropriado;

- A utilização do método convencional de medição externa de deformações axiais, na determinação de módulos, produz valores muito abaixo dos reais. Na comparação com aqueles determinados a partir da medição interna, uma relação aproximada de 1:4 foi observada.

- A variação do módulo com a deformação axial foi estimada através de uma expressão matemática (Equação 6.13), obtida a partir de uma relação hiperbólica (HARDIN & DRNEVICH, 1972, citados por BELLOTTI et al., 1989), originalmente proposta para a determinação da variação do módulo de cisalhamento em areias com base em ensaios de coluna de ressonância:
$$\frac{E}{E_o} = \frac{1/F_c}{1 + (2 \cdot E_o \cdot \varepsilon_a / 3 \cdot q_{rup})}$$

determinado em função do módulo máximo (E_o), do nível de deformações axiais (ε_a), da resistência ao cisalhamento (q_{rup}) e de um fator de correção (F_c). A reprodução dos dados experimentais do solo artificialmente cimentado foi qualitativamente satisfatória. É provável que esta expressão possa ser generalizada para outros solos cimentados.

- O método utilizado para a determinação do módulo máximo (E_o), baseado na observação de que o trecho inicial das curvas tensão-deformação do solo artificialmente cimentado era qualitativamente representado por uma hipérbole, embora tenha funcionado com o objetivo de fornecer um valor de referência, não parece ser satisfatório para aplicações práticas, uma vez que o valor do módulo máximo é muito sensível ao ajuste realizado.

f) Quanto à análise da microestrutura

- A análise por microscopia eletrônica de varredura, utilizando imagens obtidas no modo de elétrons secundários, permitiu a visualização de aspectos relacionados com as alterações físico-químicas na estrutura do solo proporcionadas pela adição de cimento Portland, bem como das alterações da estrutura decorrentes das deformações;

- Embora a grande maioria das análises por microscopia de eletrônica de varredura seja feita no modo de elétrons secundários, utilizado no presente trabalho, parece ser o modo retro-espalhado

(*back scatter mode*) o mais adequado ao estudo da microestrutura de solos cimentados, em função da possibilidade que este oferece da identificação de áreas de diferentes composições químicas na amostra.

7.2 - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A título de sugestões para a ampliação e prosseguimento do estudo do comportamento mecânico de materiais geotécnicos cimentados, o autor propõe a seguinte pauta:

- A revisão do método de confecção dos corpos-de-prova utilizado no presente trabalho, a fim de que, na comparação entre o solo cimentado e o solo não cimentado, algumas variáveis, como a granulometria por exemplo, possam ser efetivamente controladas; COOP & ATKINSON (1993) estabelecem alguns critérios que podem servir como ponto de partida;

- A determinação do módulo de deformação máximo (E_o) através da correlação com o módulo de cisalhamento máximo (G_o) obtido em ensaios de coluna de ressonância;

- A verificação da hipótese formulada da existência de uma linha de estado crítico independente do grau de cimentação, a partir da investigação do comportamento do material em uma faixa de tensões efetivas médias iniciais, onde não se verifique a ruptura frágil;

- O estudo de outras trajetórias de tensões e da superfície de plastificação visando o desenvolvimento de um modelo constitutivo completo, bem como sua implementação numérica (através do método dos elementos finitos por exemplo);

- A correlação entre o comportamento observado de solos cimentados granulares e o comportamento de solos cimentados de natureza argilosa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - determinação do limite de liquidez**: NBR 6459. Rio de Janeiro, 1984a, 6p.
- . **Solo - determinação do limite de plasticidade**: NBR 7180. Rio de Janeiro, 1984b, 4p.
- . **Solo - análise granulométrica**: NBR 7181. Rio de Janeiro, 1984c, 13p.
- . **Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm - determinação da massa específica**: NBR 6508. Rio de Janeiro, 1984d, 8p.
- . **Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**: NBR 6457. Rio de Janeiro, 1986, 9p.
- ACAR, Y.B.; EL-TAHIR, A.E. Low strain dynamic properties of artificially cemented sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.112, n.11, p.1001-1015, 1986.
- ADACHI, T.; TAKASE, A. Prediction of long term strength of soft sedimentary rock. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON WEAK, SOFT, FRACTURED AND WEATHERED ROCK, 1981, Tokyo. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1981-82. 3v. v.1, p.99-104.
- ADACHI, T.; OKA, F. An elasto-viscoplastic constitutive model for soft rock with strain softening. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. 3v. v.1, p.327-333.
- AIREY, D.W. Triaxial testing of naturally cemented carbonate soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.119, n.9, p.1379-1398, 1993.

- AKAI, K.; ADACHI, T.; FUJIMOTO, K. Constitutive equations for geomechanical materials based on elasto-viscoplasticity. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1977, Tokyo. **Proceedings...**Tokyo: Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1977-78. 4v. v.4, p.1-10 (Specialty Session 9).
- AKAI, K.; OHNISHI, Y.; YASHIMA, A. Strain-softening behavior of soft sedimentary rock. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON WEAK, SOFT, FRACTURED AND WEATHERED ROCK, 1981, Tokyo. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1981-82. 3v. v.1, p.81-86.
- AKILI, W.; AL-JOULANI, N.M.A. Cone penetration tests on artificially cemented sands. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1., 1988, Orlando. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1988. 2v. v.2, p.607-613.
- AKINMUSURU, J.O. The effects of cementation on the stress-strain behavior of a sand. In: REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1987, Lagos. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1987. 2v. v.1, p.435-442.
- ALONSO, E.E.; GENS, A.; JOSA, A. A constitutive model for partially saturated soils. **Géotechnique**, London, v.40, n.3, p.405-430, 1990.
- ANDERSEN, A.; SIMONS, N.E. Norwegian triaxial equipment and technique. In: RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, 1960, Boulder. **Proceedings...** New York: American Society of Civil Engineers, 1960, 1v., p.695-709.
- ATKINSON, J.H.; BRANSBY, P.L. **The mechanics of soils. An introduction to critical state soil mechanics.** 1.ed. London: McGraw-Hill, 1978. 375p.
- AVERSA, S.; EVANGELISTA, A.; LEROUÉIL, S; PICARELLI, A. Some aspects of the mechanical behaviour of 'structured' soils and soft rocks. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. 3v. v.1, p.359-366.

- BALDI, G.; HIGHT, D.W.; THOMAS, G.E. A reevaluation of conventional triaxial test methods. In: SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, 1988, Louisville. **Proceedings...** Philadelphia: American Society of Testing and Materials, 1988. 1v., p.219-263. (STP 977).
- BALMER, G.G. Shear strength and elastic properties of soil cement under triaxial loading. **ASTM Proceedings**, Philadelphia, v.58, p.1187-1204, 1958.
- BELLOTTI, R.; GHIONNA, V.; JAMIOLKOWSKI, M.; ROBERTSON, P.K.; PETERSON, R.W. Interpretation of moduli from self-boring pressuremeter test in sand. **Géotechnique**, London, v.39, n.2, p.269-292, 1989.
- BISHOP, A.W.; HENKEL, D.J. **The measurements of soil properties in the triaxial test**. 2.ed. London: Edward Arnold, 1962. 227p.
- BOLTON, M.D. The Strength and Dilatancy of Sands. **Géotechnique**, London, v.36, n.1, p.65-78, 1986.
- BRESSANI, L.A. **Experimental studies of an artificially bonded soil**. London, 1990. 459p. Tese (Ph.D.) - University of London.
- . The secant stiffness behaviour of Corinth marl. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. 3v. v.1, p.391-396.
- BRESSANI, L.A.; VAUGHAN, P.R. Damage to soil during triaxial testing. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1989. v.1, p.17-20.
- BRESSANI, L.A.; MARTINS, F.B.; BICA, A.V.D. Mechanical behavior of a residual soil from Botucatu sandstone. In: INTERNATIONAL CONGRESS - INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, 1994, Lisbon. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1994. v.1, p.315-322.
- BRITTO, A.M.; GUNN, M.J. **Critical state soil mechanics via finite elements**. Chichester: Ellis Horwood Limited, 1987. 488p.

- CATTON, M.D. Research on the physical relations of soil and soil-cement mixtures. In: ANNUAL MEETING OF THE HIGHWAY RESEARCH BOARD, 20., 1940, Washington. **Proceedings...** Washington: Highway Research Board, 1940, 1v., p.821-855.
- CERATTI, J.A.P.; CASANOVA, F.J. Um método físico-químico para dosagem de solo-cimento. In: SIMPÓSIO SOBRE NOVOS CONCEITOS EM ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO EM GEOTECNIA, 1988, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: COPPE/ABMS/ABGE, 1988, 2v. v.1, p.191-200.
- CHANG, T.; WOODS, R.D. Effect of particle contact bond on shear modulus. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.118, n.8, p.1216-1233, 1992.
- CHANG, T.; WOODS, R.D.; LI, N.H. Preparation of grouted sand specimens for dynamic testing. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.13, n.3, p.235-242, 1990.
- CLAYTON, C.R.I.; KHATRUSH, S.A. A new device for measuring local axial strain on triaxial specimens. **Géotechnique**, London, v.25, n.4, p.657-670, 1986.
- CLAYTON, C.R.I.; KHATRUSH, S.A.; BICA, A.V.D.; SIDDIQUE, A. The use of Hall effect semiconductor in geotechnical instrumentation. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.12, n.1, p.69-76, 1989.
- CLOUGH, W.G.; KÜCK, W.M.; KASALI, G. Silicate-stabilized sands. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.105, n.1, p.65-82, 1979.
- CLOUGH, G.W.; SITAR, N.; BACHUS R.C.; RAD, N.S. Cemented sands under static Loading. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.107, n.6, p.799-817, 1981.
- CLOUGH, G.W.; IWABUCHI, J.; RAD, N.S.; KUPPUSAMY, T. Influence of cementation on liquefaction of sands. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.115, n.8, p.1102-1117, 1989.

- CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; PRIETTO, P.D.M.; ROHLFES JR., J.A. Engineering properties of residual soil-cement mixtures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GROUND IMPROVEMENT GEOSYSTEMS, 1996, Tokyo. (aceito para publicação).
- COOP, M.R. The mechanics of uncemented carbonate sands. *Géotechnique*, London, v.40, n.4, p.607-626, 1990.
- COOP, M.R.; ATKINSON, J.H. The mechanics of cemented carbonate sands. *Géotechnique*, London, v.43, n.1, p.53-67, 1993.
- CROFT, J.B. The influence of soil mineralogical composition on cement stabilization. *Geotéchnique*, London, v.17, p.119-135, 1967.
- CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. The influence of bond strength on the mechanics of carbonate soft rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens. *Proceedings...* Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. 3v. v.1, p.447-455.
- DASS, R.N.; YEN, S.; DAS, B.M.; PURI, V.K.; WRIGHT, M.A. Tensile stress-strain characteristics of lightly cemented sand. *Geotechnical Testing Journal*, Philadelphia, v.17, n.3, p.305-314, 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Determinação da resistência à compressão simples de solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada**: ME/DNER 180. Rio de Janeiro, 1987.
- DIEFENTHAL, D.C.; BORDEN, R.H.; BAKER, W.H.; KRIZEK, R.J. Strength and stiffness of silicate grouted sand with different stress histories. *Geotechnical Testing Journal*, Philadelphia, v.2, n.4, p.200-205, 1979.
- DOBEREINER, L.; FREITAS, M.H. Geotechnical properties of weak sandstones. *Géotechnique*, London, v.36, n.1, p.79-94, 1986.
- DUNCAN, J.M.; CHANG C.Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soil. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, New York, v.96, n.5, p.1629-1653, 1970.

- DUPAS, J.; PECKER, A. Static and dynamic properties of sand-cement. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.105, n.3, p.419-436, 1979.
- DRUCKER, D.C.; PRAGER, W. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. **Quarterly Journal of Applied Mathematics**, London, v.10, n.2, p.157-165, 1952.
- EL-RAWI, N.M.; HALIBURTON, T.A.; JANES, R.L. Effect of compaction on strength of soil-cement. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, New York, v.93, n.6, p.195-208, 1967.
- FELT, E.J. Factors influencing physical properties of soil-cement mixtures. **Highway Research Board Bulletin**, Washington, v.108, p.138-162, 1955.
- FRANK, R. Some recent developments on the behavior of shallow foundations. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS. AND FOUNDATION. ENGINEERING, 10., 1991, Florence. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1991. 4v. v.4, p.1115-1141.
- FRYDMAN, S.; HENDRON, D.; HORN, H.; STEINBACH, J.; BAKER, R; SHAAL, B. Liquefaction study of cemented sand. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v.106, n.3, p.275-297, 1980.
- GENS, A.; NOVA, R. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. 3v. v.1, p.485-494.
- HERZOG, A.; MITCHELL, J.K. Reactions accompanying stabilization of clay with cement. **Highway Research Record**, Washington, v.36, p.146-71, 1963.
- HIGHT D.W.; JARDINE, R.J. Small-strain stiffness and strength characteristics of hard London tertiary clays. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. 3v. v.1, p.533-552.

- HIRAI, H.; TAKAHASHI, M.; YAMADA, M. An elastic-plastic constitutive model for the behavior of improved sandy soils. **Soils and Foundations**, Tokyo, v.29, n.2, p.69-84, 1989.
- HUANG, J.T.; AIREY, D.W. Effects of cement and density on an artificially cemented sand. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. 3v. v.1, p.553-560.
- INGLES, O.G.; METCALF, J.B. **Soil stabilization principles and practice**. Melbourne: Butterworks, 1972. 374p.
- JARDINE, R.J.; SYMES, M.J.; BURLAND, J.B. The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. **Géotechnique**, London, v.34, n.3, p.323-340, 1984.
- JARDINE, R.J.; POTTS, D.M.; FOURIE, A.B.; BURLAND, J.B. Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction. **Géotechnique**, London, v.36, n.3, p.377-396, 1986.
- JURAN, I.; RICCOBONO, O. Reinforcing soft soils with artificially cemented compacted-sand columns. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.117, n.7, p.1042-1060, 1991.
- KAGA, M.; YONEKURA, R. Estimation of strength of silicate-grouted sand. **Soils and Foundations**, Tokyo, v.31, n.3, p.43-59, 1991.
- KIM, Y.S.; TATSUOKA, F.; OCHI, K. Deformation characteristics at small strain of sedimentary soft rocks by triaxial compression tests. **Géotechnique**, London, v.44, n.3, p.461-478, 1994.
- KOLIAS, S.; WILLIAMS, R.I.T. Uniaxial tension tests on cement-stabilized granular materials. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.1, n.4, p.190-198, 1978.
- KONDNER, R.L.; ZELASKO, J.S. A hiperbolic stress-strain formulation for sands. In: PAN-AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2., 1963, São Paulo. **Proceedings...** São Paulo: ISSMFE, 1963. v.1, p.289-314.

- LA ROCHELLE, P.; LEROUEIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L.; TAVENAS, F. Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests. In: SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, 1986, Louisville. **Proceedings...** Philadelphia: American Society of Testing and Materials, 1988. 1v., p.715-731.
- LADE, P.V.; DUNCAN, J.M. Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v.101, n.10, p.1373-1387, 1975.
- LADE, P.V.; OVERTON, D.D. Cementation effects in frictional materials. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.115, n.10, p.1373-1387, 1989.
- LAGIOIA, R.; NOVA, R. A constitutive model for soft rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. 3v. v.1, p.625-632.
- LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil mechanics, SI version**. New York: John Wiley & Sons Inc., 1979. 553p.
- LEE, K.L.; MORRISON, R.A.; HALEY, S.C. A note on the pore pressure parameter B. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7., 1969, Mexico City. **Proceedings...** Mexico City: Mexican Society of Soil Mechanics, 1969. 4v. v.1, p.231-239.
- LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P.R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. **Géotechnique**, London, v.40, n.3, p.467-488, 1990.
- LI, L.; MITCHELL, R. Effects of reinforcing elements on the behavior of weakly cemented sands. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 25, n.2, p.389-395, 1988.
- MACCARINI, M. Estudo da quebra de cimentações de um solo artificial. Uma tentativa de modelo para solos residuais. In: COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL, 2., 1989, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: UFRGS, 1989, 1v., p.82-95.

- MACCARINI, M. **Laboratory studies of a weakly bonded artificial soil.** London, 1987. Tese (Ph.D.) - University of London.
- MAHER, M.H.; HO, Y.C. Behavior of fiber-reinforced cemented sand under static and cyclic loads. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.16, n.3, p.330-338, 1993.
- MARTINS, F.B. **Ensaaios triaxiais sobre um solo residual de arenito Botucatu.** Porto Alegre, 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- MITCHELL, J.K. **Fundamentals of soil behavior.** 1ed. New York: John Wiley & Sons Inc., 1976. 422p.
- MITCHELL, J.K.; KATTI, R.K. Soil improvement. State-of-the-art report. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1981. 4v. v.4, p.261-317.
- NANNI, L.F.; RIBEIRO, J.L. **Planejamento e avaliação de experimentos.** Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1992. 193p. (CT 17).
- NISHIDA, Y.; KAWAMURA, M. The mechanism of soil-cement stabilization - a short review. In: ASIAN REGIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4., 1971, Bangkok. **Proceedings...** Bangkok: |s.n.t.|. 2v. v.2, p.199-204.
- NÚÑEZ, W.P. **Estabilização físico-química de um solo de arenito Botucatu, visando o seu emprego na pavimentação.** Porto Alegre, 1991. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- O'ROURKE, T.D.; CRESPO, E. Geotechnical properties of cemented volcanic soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.114, n.10, p.1126-1147, 1988.
- OHTSUKI, H.; NISHI, K.; OKAMOTO, T.; TANAKA, S. Time-dependent characteristics of strength and deformation of a mudstone. In: INT. SYMP. ON WEAK, SOFT, FRACTURED AND WEATHERED ROCK, 1981, Tokyo. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1981-82. 3v. v.1, p.119-124.

- PAPANTONOPOULOS, C.I.; ATMATZIDIS, D.K. A failure criterion for natural and artificial soft rocks. In: INT. SYMP. ON GEOTECH. ENG. OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. 3v. v.1, p.729-735.
- PEKAU, O.A.; GOCEVSKI, V. Elasto-plastic model for cemented and pure sand deposits. **Computers and Geotechnics**, Barking, v.7, n.3, p.155-187, 1989.
- POOROOSHASB, H.B.; PIETRUSZCZAK, S. A generalized flow theory for sand. **Soils and Foundations**, Tokyo, v.26, n.2, p.1-15, 1986.
- PRIETTO, P.D.M. **Resistência à compressão simples de um solo residual de arenito tratado com cimento Portland**. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1994. (não publicado).
- RAD, N.S.; TUMAY, M.T. Effect of cementation on the cone penetration resistance of sand: a model study. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.9, n.3, p.117-125, 1986.
- REDDY, K.R.; SAXENA, S.K. Constitutive modelling of cemented sand. **Mechanics of Materials**, v.14, n.2, p.155-178, 1992.
- REDDY, K.R.; SAXENA, S.K.; BUDIMAN, J.S. Development of a true triaxial testing apparatus. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.15, n.2, p.89-105, 1992.
- REINHOLD, F. Elastic behavior of soil-cement mixtures. **Highway Research Board Bulletin**, Washington, v.108, p.128-137, 1955.
- ROHLFES JR., J.A. **Comportamento de um solo cimentado e sua aplicação na engenharia de fundações**. Porto Alegre, 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- ROSCOE, K.H.; BURLAND, J.B. On the generalized stress-strain behavior of wet clay. In: ENGINEERING PLASTICITY. **Proceedings...** Cambridge: Ed. J. Heynemann & F. A. Leckie, 1968. 1v., p.535-609.

- RUMPELT, T.K.; SITAR; N. The mechanical behaviour of marine bioclastic and siliceous cemented sands: a comparison based on laboratory investigations. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. 3v. v.1, p.779-786.
- SAXENA, S.K.; LASTRICO, R.M. Static properties of lightly cemented sand. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.104, n.12, p.1449-1465, 1978.
- SAXENA, S.K.; AVRAMIDIS, A.S.; REDDY, K.R. Dynamic moduli and damping ratios for cemented sands at low strains. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.25, p.353-368, 1988.
- SCHOFIELD, A.N.; WROTH, C.P. **Critical state soil mechanics**. 1.ed London: McGraw-Hill, 1968.
- SIMONS, N.E.; MENZIES, B.K. **A short course in foundation engineering**. London: Butterworth Limited, 1977.
- SILVA FILHO, L.C.P. **Durabilidade do concreto à ação de sulfatos: análise do efeito da permeação de água e da adição de microssilica**. Porto Alegre, 1994. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- SKEMPTON, A.W. The pore-pressure coefficients A and B. **Géotechnique**, London, v.4, p.143-147, 1954.
- SOARES, J.M.D. **Medição local de deformações com transdutores utilizando o princípio do efeito Hall**. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1992. (Seminário de Doutorado).
- STUTZMAN, P.E. Applications of scanning electron microscope in cement and concrete petrography. In: PETROGRAPHY OF CEMENTITIOUS MATERIALS. **Proceedings...** Philadelphia: American Society of Testing and Materials, 1994. 1v., p.74-89. (STP 1215).
- TATSUOKA, F; KOBAYASHI, A. Triaxial strength characteristics of cement-treated soft clay. In: EUROPEAN CONF. ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1983, Helsinki. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1983. 3v. v.1, p.421-426.

- TATSUOKA, F.; KOHATA, Y.; MITSUMOTO K.; KIM, Y.; OCHI, K.; SHI, D. Measuring small strain stiffness of soft rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. 3v. v.1, p.809-816.
- THOMÉ, A. **Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais.** Porto Alegre, 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- THOMÉ, A.; CONSOLI, N.C.; CERATTI, J.A.P. Análise do comportamento de fundações superficiais assentes sobre um solo mole tratado com cal. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., 1995, Foz do Iguaçu. **Proceedings...** [s.l.]: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1995. 4v. v.1, p.51-58.
- TOVEY, N.K. Microfabric, chemical and mineralogical studies of soils: techniques. **Geotechnical Engineering**, Amsterdam, v.17, p.131-163, 1986.
- TOWNSEND, D.I.; SANGREY, D.A.; WALKER, I.K. The brittle behavior of naturally cemented soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7., 1969, Mexico City. **Proceedings...** Mexico City: Mexican Society of Soil Mechanics, 1969. 4v. v.1, p.411-417.
- VENDRUSCOLO, M. **Estudo do comportamento de fundações superficiais em solo melhorado mediante ensaios de placa.** Porto Alegre, 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- YOSHINAKA, R.; YAMABE, T. Deformation behavior of soft rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON WEAK, SOFT, FRACTURED AND WEATHERED ROCK, 1981, Tokyo. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1981-82. 3v. v.1, p.87-92.
- ZIENKIEWICZ, O.C.; NAYLOR, D.J. The adaptation of critical state soil mechanics theory for use in finite elements. In: ROSCOE MEMORIAL SYMPOSIUM, 1971, Cambridge. **Proceedings...** London: R.H.G. Parry et al., 1972. 1v., p.537-547.