

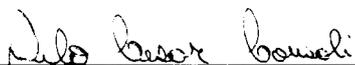
***UTILIZAÇÃO DE RESÍDUOS INDUSTRIAIS NA
ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO RESIDUAL DE
ARENITO***

JOÃO ANTONIO HARB CARRARO

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

Porto Alegre
Junho de 1997

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



Prof. Nilo Cesar Consoli
Orientador

Profª Denise C.C. Dal Molin
Coordenadora do CPGEC

BANCA EXAMINADORA

- Prof. Tácio Mauro Pereira de Campos
Ph.D. - University of London - UK
- Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica
Ph.D. - University of Surrey - UK
- Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti
D.Sc. - Universidade Federal do Rio de Janeiro - Brasil

AGRADECIMENTOS

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

Aos meus pais, Carmen e Elvino Luiz, por tudo e pelo privilégio de ser filho de vocês, com eterno carinho. Às melhores irmãs que qualquer pessoa já sonhara ter, Anelise e Liseane, pelo compartilhar da vida e cumplicidade. Ao Rudi, porque, para ser irmão, não é necessário sê-lo, de fato. Ao Márcio, pelo bom gosto no café...

À toda minha família, que expandiu, na intensidade, carinho e geografia, meu conceito de “lar” por este mundo. Em especial, aos meus padrinhos José Elias e Therezinha, tias e tios, Ely, Syria, Cairala, Helena e Silvia. E, claro, à Marlene e João Elias, com carinho, porque, um dia, a gente se encontra de novo... Aos primos Cláudio José e Adriana, Leandro José e Adriana, Ana Paula e João Elias, porque, na verdade, é muito bom ser primo de vocês... (Valeu galera!)

Ao professor Nilo Cesar Consoli, meu orientador mas, sobretudo, amigo, grande incentivador da minha carreira “científica”, pelos incontáveis momentos de entusiasmo, estímulo, incentivo e interesse demonstrados, bem como pela seriedade, competência e profissionalismo nas atividades de orientação. Com eterna gratidão: Valeu, “chefe”!

A todos os professores do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, pelos ensinamentos e atenção dispensados ao autor. Em especial, ao professor Fernando Schnaid, pelo incentivo, apoio, blues e amizade. Ao professor Adriano Virgílio Damiani Bica, pela orientação e dedicação demonstrada na montagem do equipamento triaxial e, sobremaneira, pela amizade (apesar do time!). Aos professores Jorge Augusto Pereira Ceratti e Luis Antonio Bressani pelos inúmeros esclarecimentos, dicas e sugestões. À professora Wai Ying Yuk Gehling, pelas conexões, salvas e, principalmente, pela cordialidade e alegria.

Ao professor Marco Aurélio E. Azambuja, pelo exemplo, com admiração.

Ao professor Lynne Howard Irwin, pelo incondicional incentivo e apoio, mesmo à distância. Ao professor Simon Wheeler, pelas valiosas críticas e sugestões.

À todos os funcionários do CPGEC e UFRGS, em especial, ao Sr. Jair Francisco Floriano da Silva, pelo inestimável auxílio e amizade. Ao Fontes, pelo apoio de sempre. À Ana Paula, pela “força”, em tudo... À Tia Neuza, pela atenção e carinho. À Juliana, Cássia e Lurdes, pelos cafés matinais (quando a UFRGS tá acordando...).

À White Martins Gases Industriais S.A., representada pelo Eng^o Henrique Guidali, pela acessibilidade. Ao CIENTEC, representado pelo Eng^o José Eduardo Corrêa Mallmann e Geólogo Oleg Zwonok, pela imensurável colaboração e prestatividade. À Prefeitura Municipal de Porto Alegre, no âmbito da SMOV, representada pelos Eng^{os} Flávio Dau e Osmar, pela parceria. Ao CNPq, pelo apoio financeiro.

Aos excepcionais bolsistas de iniciação científica, espero que amigos, hoje em dia, Fábio Carlos Ferreira e Juliano Fraga, pela formidável cooperação, interesse e dedicação. Os aspectos positivos porventura existentes na presente dissertação, refletem também, com certeza, todo o empenho e esforço de vocês. Valeu gurizada!

Aos professores Washington Perez Núñez, Pedro Domingos Marques Prietto, Antonio Thomé, Flávia Burmeister Martins, Rinaldo Pinheiro, José Mário D. Soares, L. Suyen Nakahara e César B. Bastos pelo exemplo, milhares de consultas, apoio e amizade. Ao Thomé, em especial, pelas infundáveis conversas, discussões e críticas, mas, especialmente, pela velha amizade. À Flávia, pela gentileza, carinho e interesse (sub-rotina “esperta”). Ao Pedro, pela cordialidade às milhões de perguntas e esclarecimentos, bem como pela exemplar dissertação. Ao Washington, pela “tese”, que guardo e consulto com extremo apreço. À Suyen, pelo “astral”.

Aos colegas e amigos de 94, Márcio A. Vendrúsculo, Dante Renè Bosch, Bibiana C. Fogaça, Marco Randazzo, Regina Horn, José Antonio Rohlfes Jr.(versão 93) e Fernando Mantaras (versão 92) que, gentilmente, “adotaram” nossa turma ou, quem sabe, nós a eles... pela amizade e momentos divertidos que compartilhamos juntos. Aos colegas de 96, Mara, Karla, Diana, Marcelo, Marcos, Dalmar, Juan e, em particular, ao Pedro (pela “força” com o data-logger), bem como, à mais nova geração, pelo companheirismo. À famosa turma das “férias-feiras”, pelas discussões, debates, sugestões, críticas e, principalmente, cervejas, nos “finalmentes” (afinal... ninguém é de ferro).

À melhor de todas as turmas (claro, na minha particular opinião...): Álvaro, André, Geovana, Isatir, Luciane, Luis Fernando, Luís Otávio, Márcia, Marta e Paulo, pelos momentos difíceis e sufocos compartilhados, mas, principalmente, pelos outros tantos alegres, pelas festas e as muitas horas que “gastamos” no aprendizado da nossa amizade! É sensacional FAZER parte deste time! Abraços, galera!

À Família Pedroso Sales, pela amizade e indescritível cordialidade, em especial ao Luis Fernando, por fazerem-me sentir em casa, mesmo estando à muitos quilômetros da minha...

À Família Rodrigues, pela afetuosidade, em especial à Márcia, pelo incomensurável carinho.

Ao exemplar geólogo Luís Otávio, pelas consultorias em geologia e, principalmente, em micro-informática, além da amizade, claro, e pelo inimitável estilo na “apresentação” das piadas e anedotas...que quase “matavam” o André de tanto rir...

Ao André, pelas risadas, portanto... além da parceria e amizade.

À Luciane, pela “disputa” no monitor, amizade e companheirismo.

À ti Marta, porque tu sabes tudo de alimentos congelados... realmente! (Os saquinhos funcionaram...).

À Patrícia Rocha, pelo profissionalismo e competência.

Aos eternos amigos de todas as horas, Jaime, Débora, Cristiano, José Fernando e Alexandre. Em especial, ao Barney e ao Magrão, pela fraternidade e à Mirian e Cíntia, pelo carinho. À Maria Carla, pelas “longas” conversas e à Alice, pela simpatia e torcida.

À Andrea Benedetti, com carinho. Porque a gente se encontra logo ali, pertinho do horizonte...

Ao pessoal do INNOVATOR (Magali, Diego, Ana, Karina e Izabel), pela força com a tal da língua “estrangeira”.

Em especial à Karina, porque teu “karinho” é perfeito, em qualquer linguagem...

À Deus, pela vida e, acima de tudo, pelo valor que hoje dou à ela...

“... se um dia qualquer
ter lucidez for o mesmo que
andar
e não notares que andas
o tempo inteiro...
É sinal que valeu!
Pega carona no carro que vem
se ele é azul, não importa...
fica na tua...”

(Kleiton Ramil, Vitor Ramil)

trecho de 'Loucos de Cara'

Para

Elias João Harb
e Ernesto Carraro
(in memoriam)

*e todas as pessoas que se jogam,
com dedicação e alma,
na busca dos seus sonhos.*

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	xi
LISTA DE TABELAS.....	xv
LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS.....	xvi
RESUMO.....	xix
ABSTRACT.....	xx

CÁPITULO 1

COMENTÁRIOS INICIAIS

1.1 INTRODUÇÃO.....	01
1.2 TEMA E JUSTIFICATIVA.....	02
1.3 OBJETIVOS.....	03
1.4 CONCEITOS BÁSICOS.....	04
1.5 MÉTODO.....	04
1.6 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	05

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	06
2.2 APROVEITAMENTO E UTILIZAÇÃO DE RESÍDUOS INDUSTRIAIS EM ENGENHARIA GEOTÉCNICA.....	07
2.3 ALTERAÇÕES NAS PROPRIEDADES DOS SOLOS COM A ADIÇÃO DE CAL E CINZA VOLANTE.....	11
2.3.1 Introdução.....	11
2.3.2 Os mecanismos da estabilização.....	11
2.3.3 Alterações das propriedades básicas.....	16
2.3.4 Comportamento mecânico de solos estabilizados com cal e cinza.....	17

CAPÍTULO 3

DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 COMENTÁRIOS INICIAIS.....	32
3.2 ETAPAS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	33
3.3 LIMITAÇÕES DO TRABALHO.....	35
3.4 MONTAGEM E DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO TRIAXIAL.....	36
3.4.1 Sistema geotécnico.....	36
3.4.2 Sistema de aquisição de dados.....	41
3.5 MÉTODOS UTILIZADOS.....	42
3.5.1 Obtenção e preparação dos materiais.....	42
3.5.2 Dosagem das misturas.....	44
3.5.3 Preparação dos corpos-de-prova para os ensaios de resistência.....	44
3.5.4 Ensaios de caracterização química.....	46
3.5.5 Ensaios de caracterização física.....	47
3.5.6 Ensaios de compactação.....	47
3.5.7 Ensaios de resistência.....	48
3.5.8 Fotomicrografia.....	51
3.6 MATERIAIS UTILIZADOS.....	52
3.6.1 O solo.....	52
3.6.2 Os resíduos.....	54
3.6.3 A água.....	57
3.6.4 Fotomicrografia dos materiais.....	57

CAPÍTULO 4

RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1 DEFINIÇÃO DAS MISTURAS.....	59
4.1.1 Introdução.....	59
4.1.2 Definição da quantidade de cinza volante.....	59
4.1.3 Definição da quantidade de cal de carbureto.....	60
4.2 CARACTERÍSTICAS DE COMPACTAÇÃO.....	63
4.3 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA.....	64

4.3.1 Compressão simples.....	64
4.3.2 Compressão triaxial.....	70
4.3.3 Compressão diametral.....	102
4.4 DETERMINAÇÃO DO pH.....	104
4.5 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS.....	104
4.5.1 Distribuição granulométrica.....	104
4.5.2 Massa específica real dos grãos.....	105
4.6 FOTOMICROGRAFIA.....	105

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 MÉTODO DE DOSAGEM DAS MISTURAS.....	110
5.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	111
5.2.1 Comentários iniciais.....	111
5.2.2 Comportamento na ruptura.....	111
5.2.3 Estado último.....	128
5.3 MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO.....	130
5.4 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO.....	134

CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES.....	136
6.1.1 Quanto à dosagem das misturas.....	137
6.1.2 Confeção dos corpos-de-prova.....	137
6.1.3 Quanto à resistência ao cisalhamento.....	137
6.1.4 Quanto à resistência à tração.....	141
6.1.5 Quanto ao aproveitamento dos resíduos.....	141
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	142

<i>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</i>	143
--	-----

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 - Visão geral do equipamento triaxial	37
Figura 3.2 - Detalhe da célula de aplicação de pressão e bureta de alta resolução	38
Figura 3.3 - Sistema de medição local de deformações axiais (e.g. CLAYTON & KHATRUSH, 1986).....	39
Figura 3.4 - Detalhe do sistema de medição externa de deslocamento e força axiais.....	39
Figura 3.5 - Detalhe dos transdutores de deslocamento construídos no presente trabalho.....	40
Figura 3.6 - Arranjo utilizado para medição da pressão de confinamento e contra-pressão...	41
Figura 3.7 - Sistema de aquisição de dados (micro-computador PC-386 e data-logger).....	42
Figura 3.8 - Curvas de distribuição granulométrica do solo (com e sem defloculante).....	53
Figura 3.9 - Curvas de distribuição granulométrica da cinza (com e sem defloculante).....	57
Figura 4.1 - Curvas de distribuição granulométrica dos materiais (sem defloculante).....	57
Figura 4.2 - Variação do Limite de Plasticidade com o teor de cal de carbureto nas misturas.....	61
Figura 4.3 - Curvas de compactação das misturas (Energia: Proctor Normal).....	63
Figura 4.4 - Influência do teor de cal de carbureto sobre a resistência à compressão simples das misturas para diversos períodos de cura.....	66
Figura 4.5 - Influência do tempo de cura na resistência à compressão simples das misturas..	66
Figura 4.6 - Relações <i>umidade</i> x <i>RCS</i> para a mistura <i>CV₄</i> (28 dias de cura).....	68
Figura 4.7 - Curvas de compactação da mistura <i>CV₄</i> (Energia: Proctor Normal).....	68
Figura 4.8 - Definição dos parâmetros de moldagem dos corpos-de-prova da mistura <i>CV₄</i> ...	71
Figura 4.9 - Deformação Axial x Tensão Desvio - Mistura <i>S₀</i> (PRIETTO, 1996).....	75
Figura 4.10 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica Mistura <i>S₀</i> (PRIETTO, 1996).....	75
Figura 4.11 - Deformação Axial x Tensão Desvio - Mistura <i>CV₀</i>	76
Figura 4.12 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica - Mistura <i>CV₀</i>	76
Figura 4.13 - Deformação Axial x Tensão Desvio - Mistura <i>S₄</i>	77
Figura 4.14 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica - Mistura <i>S₄</i> ..	77
Figura 4.15 - Deformação Axial x Tensão Desvio - Mistura <i>CV₄</i>	78
Figura 4.16 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica - Mistura <i>CV₄</i>	78

Figura 4.17 - Deformação Axial x Tensão Desvio - Mistura CV_4 (compactada no ramo seco).....	79
Figura 4.18 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica - Mistura CV_4 (compactada no ramo seco).....	79
Figura 4.19 - Deformação Axial x Tensão Desvio - Mistura CV_4 (compactada no ramo úmido).....	80
Figura 4.20 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica - Mistura CV_4 (compactada no ramo úmido).....	80
Figura 4.21 - Deformação Axial x Tensão Desvio - $p'_i = 20$ kPa.....	81
Figura 4.22 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica - $p'_i = 20$ kPa	81
Figura 4.23 - Deformação Axial x Tensão Desvio - $p'_i = 60$ kPa.....	82
Figura 4.24 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica - $p'_i = 60$ kPa	82
Figura 4.25 - Deformação Axial x Tensão Desvio - $p'_i = 100$ kPa.....	83
Figura 4.26 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica - $p'_i = 100$ kPa	83
Figura 4.27 - Deformação Axial x Tensão Desvio - $p'_i = 20$ kPa (Mistura CV_4).....	84
Figura 4.28 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica - $p'_i = 20$ kPa (Mistura CV_4)....	84
Figura 4.29 - Deformação Axial x Tensão Desvio - $p'_i = 60$ kPa (Mistura CV_4).....	85
Figura 4.30 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica - $p'_i = 60$ kPa (Mistura CV_4)....	85
Figura 4.31 - Deformação Axial x Tensão Desvio - $p'_i = 100$ kPa (Mistura CV_4).....	86
Figura 4.32 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica - $p'_i = 100$ kPa (Mistura CV_4)..	86
Figura 4.33 - Deformação Axial x Tensão Desvio (ensaio CIU) Mistura CV_4	88
Figura 4.34 - Deformação Axial x Excesso de Poro-pressão (ensaio CIU) Mistura CV_4	88
Figura 4.35 - Deformação Axial x Tensão Desvio (ensaio CIU) $p'_i = 20$ kPa (Mistura CV_4). 89	
Figura 4.36 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica (ensaio CIU) $p'_i = 20$ kPa (Mistura CV_4).....	89
Figura 4.37 - Deformação Axial x Excesso de Poro-pressão (ensaio CIU) $p'_i = 20$ kPa (Mistura CV_4).....	89
Figura 4.38 - Deformação Axial x Tensão Desvio (ensaio CIU) $p'_i = 60$ kPa (Mistura CV_4). 90	
Figura 4.39 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica (ensaio CIU) $p'_i = 60$ kPa (Mistura CV_4).....	90
Figura 4.40 - Deformação Axial x Excesso de Poro-pressão (ensaio CIU) $p'_i = 60$ kPa (Mistura CV_4).....	90
Figura 4.41 - Deformação Axial x Tensão Desvio (ensaio CIU) $p'_i = 100$ kPa (Mistura CV_4). 91	

Figura 4.42 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica (ensaio CIU) $p'_i = 100$ kPa (Mistura CV_4).....	91
Figura 4.43 - Deformação Axial x Excesso de Poro-pressão (ensaio CIU) $p'_i = 100$ kPa (Mistura CV_4).....	91
Figura 4.44 - Ruptura característica dos corpos-de-prova.....	92
Figura 4.45 - Variação do Índice de Fragilidade.....	93
Figura 4.46 - Trajetórias de tensões efetivas (ensaios CID) Mistura CV_0	95
Figura 4.47 - Trajetórias de tensões efetivas (ensaios CID) Mistura S_4	95
Figura 4.48 - Trajetórias de tensões efetivas (ensaios CID) Mistura CV_4	96
Figura 4.49 - Trajetórias de tensões efetivas (ensaios CIU e CID) Mistura CV_4	96
Figura 4.50 - Trajetórias de tensões efetivas (ensaios CID) Mistura CV_4 (compactada no ramo seco).....	97
Figura 4.51 - Trajetórias de tensões efetivas (ensaios CID) Mistura CV_4 (compactada no ramo úmido).....	97
Figura 4.52 - Envoltórias de ruptura (Misturas compactadas na umidade ótima).....	100
Figura 4.53 - Envoltórias de ruptura (Mistura CV_4).....	100
Figura 4.54 - Envoltórias de ruptura (todas as misturas).....	101
Figura 4.55 - Envoltórias de resistência no estado último (todas as misturas).....	101
Figura 4.56 - Influência do teor de cal de carbureto sobre a resistência à compressão diametral das misturas para diversos períodos de cura.....	103
Figura 4.57 - Influência do tempo de cura na resistência à compressão diametral das misturas.....	103
Figura 4.58 - Influência do tempo de cura na relação RCD/RCS das misturas.....	104
Figura 4.59 - Curvas de distribuição granulométrica das misturas (com defloculante).....	105
Figura 5.1 - Variação da RCS com o logaritmo do tempo de cura.....	113
Figura 5.2 - Evolução do pH das misturas com o logaritmo do tempo de cura.....	115
Figura 5.3 - Influência do teor de cal hidratada na resistência à compressão simples do solo residual de arenito da Formação Botucatu (NUÑEZ, 1991).....	115
Figura 5.4 - Parâmetros de compactação dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios triaxiais.....	118
Figura 5.5 - Variação da tensão desvio na ruptura com a tensão efetiva média inicial.....	119
Figura 5.6 - Deformação Axial x Tensão Desvio - $p'_i = 20$ kPa (Mistura CV_4 - sem cura)...	121
Figura 5.7 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica - $p'_i = 20$ kPa (Mistura CV_4 - sem cura).....	121

Figura 5.8 - Variação da tensão desvio na ruptura com a umidade de moldagem (Mistura CV_4 - sem cura).....	123
Figura 5.9 - Variação da tensão desvio na ruptura com a densidade (Mistura CV_4 - sem cura).....	123
Figura 5.10 - Variação da tensão desvio na ruptura com a umidade de moldagem (Mistura CV_4 - 28 dias de cura).....	124
Figura 5.11 - Variação da tensão desvio na ruptura com a densidade (Mistura CV_4 - 28 dias de cura).....	124
Figura 5.12 - Variação do intercepto coesivo determinado na ruptura com a cimentação...	126
Figura 5.13 - Variação do ângulo de atrito de pico com a cimentação.....	127
Figura 5.14 - Detalhe da curva tensão-deformação (mistura CV_4 - ramo úmido) $p'_i = 60$ kPa.....	131
Figura 5.15 - Variação da deformação axial na ruptura.....	131
Figura 5.16 - Variação do módulo secante com a deformação axial (mistura CV_4) - $p'_i = 100$ kPa.(influência da compactação).....	133
Figura 5.17 - Variação do módulo secante com a deformação axial (umidade ótima) - $p'_i = 100$ kPa.....	133
Figura 5.18 - Variação do módulo secante com a deformação axial (mistura CV_4) - $p'_i = 100$ kPa.(influência da drenagem).....	133

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Resumo do programa de ensaios	35
Tabela 3.2 - Propriedades físicas médias do solo	53
Tabela 3.3 - Propriedades físico-químicas e mineralógicas do solo (NÚÑEZ, 1991)	54
Tabela 3.4 - Características físicas e químicas da cal de carbureto	55
Tabela 3.5 - Características físico-químicas da cinza volante.....	56
Tabela 3.6 - Propriedades físicas médias da cinza volante.....	56
Tabela 4.1 - Identificação das misturas	62
Tabela 4.2 - Misturas ensaiadas em cada uma das variáveis investigadas nos ensaios triaxiais	70
Tabela 4.3 - Parâmetro <i>B</i> das misturas estudadas.....	72
Tabela 4.4 - Parâmetros de resistência.....	99
Tabela 4.5 - Evolução do <i>pH</i> das misturas <i>CV</i> com o tempo de cura.....	104
Tabela 4.6 - Massa específica real dos grãos das misturas.....	105

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAH	Aluminato hidratado de cálcio
CID	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente, drenado
CIU	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente, não-drenado
CSH	Silicato hidratado de cálcio
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
MEV	Microscópio eletrônico de varredura
TRB	Transportation Research Board
<i>a</i>	Constante (equação 2.8)
<i>B</i>	Parâmetro de poro-pressão de Skempton
<i>c'</i>	Coesão efetiva
<i>c_{ult}</i>	Coesão última
<i>C_u</i>	Coefficiente de uniformidade
<i>CTC</i>	Capacidade de troca catiônica
<i>CV</i>	Sigla das misturas contendo cinza volante; coeficiente de variação
<i>D₁₀</i>	Diâmetro efetivo
<i>e</i>	Índice de vazios
<i>e₀</i>	Índice de vazios inicial
<i>E</i>	Módulo de deformação axial (Módulo de Young)
<i>E_i</i>	Módulo de deformação axial tangente inicial
<i>E_s</i>	Módulo de deformação axial secante
<i>I_F, I_B</i>	Índice de fragilidade
<i>IP</i>	Índice de plasticidade
<i>k_i</i>	Relação sílica/alumina
<i>k_r</i>	Relação sílica/sesquióxidos
<i>LFP</i>	Lime Fixation Point
<i>LL</i>	Limite de liquidez

LP	Limite de plasticidade
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^*	Metade do valor da Tensão desvio
q_{final}	Tensão desvio ao final do ensaio triaxial
q_{rup}	Tensão desvio na ruptura
q_t	Resistência à compressão diametral
q_u	Resistência à compressão simples
q_{ult}	Tensão desvio última
r^2	Coefficiente de determinação
S	Sigla das misturas sem cinza volante
u	Porosidade
δ	Massa específica real dos grãos
Δu	Excesso de porosidade
ε	Deformação
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'	Ângulo de atrito efetivo (de pico)
ϕ'_{ult}	Ângulo de atrito último
γ_{seco}	Peso específico aparente seco
$\gamma_{seco/máx}$	Peso específico aparente seco máximo
λ	Gradiente da linha de estado crítico no espaço $\log p':e$
$\theta_{critico}$	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 principais efetivas axial e radial

σ_a, σ_r	Tensões principais totais axial e radial
τ_f	Tensão de cisalhamento na ruptura
τ_r	Tensão de cisalhamento residual (último)
ω	Teor de umidade
$\omega_{\text{ótimo}}$	Teor de umidade ótimo de compactação

RESUMO

UTILIZAÇÃO DE RESÍDUOS INDUSTRIAIS NA ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO RESIDUAL DE ARENITO

Atualmente, os processos produtivos têm passado por amplas reavaliações no sentido de torná-los sustentáveis, sob os mais distintos aspectos, de maneira a permitir-lhes a satisfação das demandas sócio-econômicas às quais se propõem, com respeito à outros fatores importantes como a preservação do meio ambiente, no qual estão inseridos. Este estudo trata sobre a utilização e aproveitamento de resíduos industriais no processo de estabilização físico-química de um solo residual de arenito da formação Botucatu, buscando-se a determinação das propriedades de engenharia do novo material, com ênfase àquelas relacionadas às características de deformação e resistência. No presente trabalho, a partir de um programa experimental que incluiu ensaios de resistência à compressão simples e diametral, ensaios triaxiais drenados (CID) e não-drenados (CIU) com medição interna de deformações axiais, e microscopia eletrônica de varredura, um solo residual teve seu comportamento mecânico investigado, frente à variação de variáveis como o nível de tensões efetivas médio inicial ($p'_i = 20, 60 \text{ e } 100 \text{ kPa}$), o grau de cimentação (representado pelas quantidades de resíduos presentes nas misturas), a influência das condições de compactação (resultando em distintos arranjos micro-estruturais) e as condições de drenagem. Os resultados mostraram que o comportamento das misturas, em relação à resistência ao cisalhamento, foi influenciado em maior ou menor grau por todas as variáveis investigadas. As características de deformabilidade não pareceram ser afetadas, de maneira significativa, pela alteração das condições de drenagem. Os resíduos estudados apresentaram excelente potencialidade de utilização, na estabilização físico-química do solo residual.

ABSTRACT

INDUSTRIAL WASTES UTILIZATION IN THE STABILIZATION OF A SANDSTONE RESIDUAL SOIL

Nowadays, the production processes have been largely re-examined in order to become them sustainable, under several aspects, and allowing them the fulfillment of their own socio-economic demands, respecting other important factors like the protection of the environment in which they are inserted. This research deals with the utilization of industrial wastes in the physico-chemical stabilization of a sandstone residual soil that belongs to a geotechnical formation named Botucatu, searching for the determination of the engineering properties of the new materials, emphasizing the ones related to deformation and shear strength characteristics. In this current work, a residual soil did have your mechanical behavior investigated, through an experimental programme composed of unconfined compressive and indirect tensile tests, drained (CID) and undrained (CIU) triaxial tests with local axial strain measurements and scanning electron microscopy. The investigated variables were the initial average effective stress level ($p'_i = 20, 60 \text{ e } 100 \text{ kPa}$), the cementation level (defined by waste quantities present in the mixtures), the influence of the compaction conditions (resulting in distinct micro-structural arrangements) and the drainage conditions. The results have shown that the shear strength behavior of the mixtures was influenced in some degree by all the investigated variables. The deformability characteristics did not seem to be affected, in a significant extent, by the change of the drainage conditions. The wastes studied in this research did show excellent utilization potential, in the physico-chemical stabilization of the residual soil.

CAPÍTULO 1

COMENTÁRIOS INICIAIS

1.1 INTRODUÇÃO

Os fenômenos provenientes da globalização mundial, atualmente observada de maneira contundente nas diversas sociedades humanas, têm acarretado significativas mudanças no comportamento dos mais diferentes setores e grupos que constituem estas comunidades. Tais alterações na formação dos valores coletivos provêm, principalmente, de duas condicionantes consideradas fundamentais nos moldes atuais: a Econômica e a Ambiental.

Numa nova ordem mundial cada vez mais globalizada, as fronteiras econômicas deixam de ser aquelas constituídas somente pelas limitações geográfico-espaciais dos países, fazendo com que, dessa forma, muitas das tendências socio-culturais passem a ser ditadas pelo interesse comum internacional.

Por outro lado, os processos produtivos passam por amplas reavaliações no sentido de torná-los sustentáveis, sob os mais distintos aspectos, de maneira a permitir-lhes a satisfação das demandas sócio-econômicas às quais se propõem, com respeito a outros fatores importantes como a preservação do meio ambiente, no qual estão inseridos.

Dessa forma, inúmeros são os esforços, em nível mundial, no sentido de transformar tecnologias tradicionais em alternativas mais “limpas” e competitivas, buscando assim a maior otimização possível dos processos que as constituem. A não observância destas prerrogativas pode tornar obsoleta ou mesmo inviabilizar uma determinada tecnologia em um espaço muito curto de tempo.

Em geotecnia, uma tendência evidente, nesse sentido, é observada através do crescente número de trabalhos relacionados à solução de problemas relacionados às questões ambientais. Diversas obras geotécnicas, principalmente as de grande porte, apresentam, pela sua própria natureza, condicionantes ambientais que carecem de uma adequada avaliação.

Apesar disso, o adjetivo “ambiental” é geralmente utilizado para classificar trabalhos de natureza mais específica, onde os aspectos de risco e impacto são mais evidentes como no caso de aterros compostos por rejeitos, reciclagem e reutilização de resíduos, remediação de solos contaminados, etc. Como se outros problemas geotécnicos, atualmente enquadrados em sub-áreas mais tradicionais, como projetos de fundações e infra-estrutura, estabilidade de taludes e estruturas de contenção, pavimentos de rodovias, entre outros, não fossem responsáveis por semelhantes implicações.

Portanto, independentemente de qualquer classificação de caráter mais teórico, parece importante que haja uma difusão efetiva na valorização das condicionantes relacionadas ao meio ambiente e suas respectivas implicações. Dessa forma, os projetos de engenharia deixariam de ser soluções particulares para determinadas demandas específicas, e, em contrapartida, passariam a estar em maior conformidade com a conjuntura sócio-econômico-ambiental na qual estão inseridos.

1.2 TEMA E JUSTIFICATIVA

O presente trabalho trata sobre a utilização e aproveitamento de resíduos industriais no processo de estabilização físico-química de um solo residual de arenito da formação Botucatu.

O aproveitamento racional de resíduos reveste-se de um caráter fundamental e estratégico principalmente no caso de países em desenvolvimento, como é o caso do Brasil, uma vez que subprodutos indesejáveis e sumariamente descartados em determinados processos produtivos, na maior parte das vezes com conseqüências danosas ao meio ambiente, podem vir a constituir-se em insumos de razoável ou até mesmo excelente qualidade para outros tipos de aplicação, desde que utilizados segundo uma tecnologia adequada.

Além disso, a própria condição de “resíduo” que um determinado material detém em relação a uma certa tecnologia pode fazer com que ele adquira, ainda que não necessariamente em todas as situações, um baixo valor agregado, o que, por sua vez, poderia tornar interessante sua utilização até mesmo em aplicações de larga escala.

O desenvolvimento e a diversificação do conhecimento em alternativas de utilização para determinados subprodutos, pode otimizar uma certa técnica produtiva e, além disso, fomentar uma segunda atividade, relacionada ou não à primeira.

Com relação à preservação do meio ambiente, o aproveitamento racional de um subproduto pode implicar numa redução profundamente importante no impacto ambiental que outrora seria gerado pelo descarte puro e simples do mesmo, com óbvias vantagens para o meio ambiente em geral. Citando o exemplo específico do sul e sudeste do Brasil, diversos são os materiais que podem ser enquadrados como resíduos ou subprodutos, oriundos de processos industriais ou não. Entre eles pode-se destacar: cinza volante e pesada (oriunda de centrais termelétricas de geração de energia); cal de carbureto (proveniente da produção do gás acetileno em indústrias químicas); fosfo-gesso (subproduto da produção de ácido fosfórico); escória de alto-forno (resíduo gerado nas indústrias siderúrgicas); cinza de cascas-de-arroz (largamente produzida em regiões rizicultoras); plásticos PET (material das garrafas de refrigerantes e bebidas em geral); resíduos sólidos municipais (de cuja incineração provém outro tipo de cinza); resíduos de estações de tratamento de esgoto e água, entre outros.

No caso deste trabalho, especificamente, buscou-se a utilização de resíduos industriais de maneira que esses materiais pudessem desempenhar o papel dos aditivos tradicionalmente usados nas técnicas de estabilização de solos como, por exemplo, o cimento Portland, o cimento pozolânico, a cal hidratada, entre outros (e.g. NUÑEZ, 1991; THOMÉ, 1994; PRIETTO, 1996; VENDRÚSCOLO, 1996).

1.3 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa consiste em contribuir para o estudo do comportamento mecânico de um solo residual artificialmente cimentado através da utilização de resíduos, quando submetido a carregamento estático, buscando-se a determinação das propriedades de engenharia do novo material.

Complementarmente ao objetivo geral, destacam-se os seguintes objetivos específicos:

- testar a adequação do método experimental utilizado para a determinação do teor ótimo entre os diversos materiais;

- identificar a influência da micro-estrutura sobre a cimentação do novo material artificialmente cimentado, representada por diferentes condições de densidade e umidade no processo de moldagem dos corpos de prova;

- identificar a influência que distintas condições de drenagem durante o carregamento exercem no comportamento tensão - deformação do novo material artificialmente cimentado, enfatizando o aspecto relacionado à deformabilidade.

1.4 CONCEITOS BÁSICOS

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

Resíduo: produto ou substância que resta após uma operação.

Estabilização de solos: alteração das propriedades de um solo transformando-o num novo material capaz de melhor atender às necessidades de uma determinada aplicação em engenharia.

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 e deformabilidade.

1.5 MÉTODO

A presente dissertação pode ser dividida em três etapas, de acordo com a natureza das atividades desenvolvidas ao longo do trabalho:

1ª) revisão da literatura existente compreendendo os seguintes tópicos, (1) aproveitamento e utilização de resíduos em engenharia geotécnica; (2) alteração nas propriedades dos solos pela adição de cal e cinza volante e, (3) comportamento mecânico de materiais geotécnicos artificialmente cimentados.

2ª) planejamento e execução do programa experimental, representado pelo conjunto de ensaios de laboratório escolhidos para a realização deste trabalho, visando a caracterização dos materiais utilizados na pesquisa e a determinação das propriedades relacionadas ao comportamento tensão-deformação do novo material artificialmente cimentado, através de medidas de rigidez, deformação volumétrica e resistência ao cisalhamento.

3ª) análise e discussão dos resultados obtidos no programa experimental visando avaliar a influência das diferentes condições micro-estruturais, níveis de tensões efetivas e presença de resíduos no comportamento Tensão x Deformação do material artificialmente cimentado, com adequada comparação a resultados encontrados na literatura.

1.6 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Para a apresentação deste trabalho, a dissertação foi estruturada nos seguintes capítulos:

- capítulo 1: neste capítulo é apresentada uma introdução onde são definidos alguns conceitos fundamentais, o tema e justificativa do trabalho, os objetivos do trabalho, bem como o método utilizado.

- capítulo 2: neste capítulo apresenta-se a revisão bibliográfica relativa aos assuntos específicos de interesse desta dissertação.

- capítulo 3: neste capítulo descreve-se com maior detalhe o programa experimental utilizado, especificando-se os métodos e materiais utilizados.

- capítulo 4: neste capítulo são apresentados os resultados obtidos na execução do programa experimental.

- capítulo 5: neste capítulo faz-se a análise dos resultados apresentados no capítulo anterior bem como uma discussão abrangendo outros resultados encontrados na literatura.

- capítulo 6: neste capítulo apresenta-se as conclusões do trabalho e as sugestões para futuras pesquisas.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O aproveitamento de materiais residuais provenientes de diversos processos produtivos constitui-se, ultimamente, numa área de estudo em franca expansão, em diversos lugares do mundo, principalmente devido às perspectivas de racionalização e conformidade ambiental que o tema compreende. Entretanto, a utilização de produtos que otimizam o desempenho de determinada tecnologia já conhecida, em atividades práticas de engenharia, têm sido observada ao longo do tempo e remonta inclusive a períodos bastante remotos da história da civilização ocidental.

A própria técnica de *estabilização de solos*, de certa forma, resume, pelo menos no aspecto conceitual, a viabilização deste tipo de abordagem, baseada no “melhoramento” de um material pré-existente, com todos os benefícios daí decorrentes. De maneira que, em geotecnia, seria muito difícil falar do aproveitamento de determinado produto, residual ou não, sem falar em estabilização de solos. Até porque esta é, geralmente, a ferramenta da qual os engenheiros geotécnicos dispõem para efetivar tais procedimentos.

Desta forma, a revisão bibliográfica a seguir descrita apresenta algumas experiências envolvendo a utilização de resíduos, dentre a vasta gama de produtos que atualmente têm sido alvo de estudos de viabilidade técnica, e, a seguir, resume alguns aspectos considerados dignos de nota, envolvendo mecanismos de estabilização pozolânica e comportamento de materiais artificialmente cimentados.

Esta escolha de tópicos justifica-se porque, em última análise, o produto final do presente trabalho constitui-se num novo material geotécnico, artificialmente cimentado, estabilizado mediante a adição de resíduos industriais a um solo residual de arenito.

2.2 APROVEITAMENTO E UTILIZAÇÃO DE RESÍDUOS INDUSTRIAIS EM ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Materiais com acentuadas características pozolânicas estão, seguramente, entre aqueles mais utilizados para promover mecanismos de melhora e otimização de desempenho de solos, qualquer que seja sua aplicação (construção de barragens, obras rodoviárias, elementos de fundação, etc.).

Um exemplo da amplidão e histórico do uso de cinzas é apresentado por CERATTI (1979), onde pode-se destacar o emprego de solo vulcânico para tornar mais resistentes à água as argamassas de cal destinadas ao revestimento de cisternas, na ilha de Santorin, já no século VII a.C. Ainda segundo este autor, pode-se observar que 1936 é a data considerada como marco para a utilização de cinzas volantes provenientes de termoelétricas como agente cimentante no concreto, nos E.U.A.

Segundo MALLMANN (1996), passou a haver uma maior preocupação com o estudo dos efeitos das cinzas sobre o meio ambiente, devido ao seu elevado grau de toxicidade, a partir da crescente produção destes resíduos nos países que utilizam a queima de carvão como energia. A produção brasileira de carvão para geração de energia elétrica, no ano de 1991, foi de 3.164×10^3 ton./ano e foram geradas 1.645×10^3 ton./ano de resíduos provenientes da sua combustão (cinza volante, cinza pesada e escória), sendo que, aproximadamente 70% deste total era constituído pela cinza volante. Com a entrada em operação das usinas termoelétricas de Jacuí I, Candiota III e Jorge Lacerda C, estima-se que a quantidade de resíduos produzida irá aumentar para 3.000×10^3 ton./ano, sendo que a cinza volante passará a constituir mais de 80% deste total.

No Estado do Rio Grande do Sul, que detém aproximadamente 90% das jazidas carboníferas brasileiras, a utilização dos resíduos oriundos da combustão do carvão restringe-se a um percentual limitado entre 10% a 15% do total produzido, sendo este uso feito, quase exclusivamente, pela indústria cimenteira (D'ÁVILA et al., 1986).

A quantidade de cinzas volantes "aproveitadas e reutilizadas" em aplicações de engenharia, atualmente, no Japão, é similar àquela "produzida" no Brasil (NAGASAKA et al., 1996).

Estudos que buscam compreender a influência da cinza volante como agente estabilizante de solos são apresentados em trabalhos como os de NARDI, 1975; CERATTI, 1979; DA SILVA, 1982; ZWONOK e CHIES, 1989; MALLMANN, 1996 e FOGAÇA & CERATTI, 1995, vislumbrando, principalmente, o emprego dos materiais estabilizados em aplicações como bases para pavimentos ou na produção de blocos destinados à utilização em construção civil.

A influência da adição de cinzas de cascas de arroz na resistência à compressão simples de um solo argiloso muito mole, tratado com cal hidratada, idêntico ao estudado por THOMÉ (1994), foi analisada por BOTTIN Fº et al. (1995). Estes autores observaram que a quantidade de cal necessária para o desenvolvimento de reações pozolânicas é reduzida em função da percentagem de cinza de casca de arroz adicionada à mistura. A moldagem de corpos-de-prova de misturas que contemplavam a substituição da cinza de casca de arroz por cinza volante, nas mesmas quantidades preliminarmente estudadas, mostrou-se impraticável pela exagerada plasticidade das amostras após a desmoldagem. A forma das partículas de cinza volante e o elevado teor de umidade adotado para moldagem podem explicar a inadequabilidade da utilização deste último resíduo em comparação com o satisfatório desempenho obtido com a cinza de cascas de arroz.

Cinzas oriundas da queima de resíduos de estações de tratamento de água também constituem-se numa importante fonte de materiais potencialmente utilizáveis em processos de estabilização físico-química. CURTIL et al. (1996) estudaram a viabilidade de uso deste material na indústria da construção e em obras públicas, especialmente na construção de aterros e rodovias. A cinza estudada apresentava características físicas comparáveis às das areias finas e era constituída, fundamentalmente, de silicatos de cálcio e alumínio, além de pequenas quantidades de Ferro, Magnésio, Potássio, Sódio, Enxofre e metais pesados, em conformidade com especificações ambientais. O elevado teor de umidade do material *in natura*, entretanto, exigiria uma drenagem inicial em depósitos temporários, antes do uso em alguma aplicação.

Cinzas provenientes da incineração de resíduos sólidos municipais também têm sido estudadas para usos como agentes estabilizantes de solos e em camadas de cobertura de aterros de rejeitos (LEE et al., 1996). Misturas contendo esse material têm-se constituído em alternativas tecnicamente viáveis para essas aplicações uma vez que suas características físicas

e químicas são bastante semelhantes às das cinzas volantes. No Havai, E.U.A., por exemplo, a incineração destes materiais tem sido realizada com propósitos de geração de energia, inclusive. De maneira geral, entretanto, esse procedimento visa, principalmente, reduzir o volume total dos resíduos sólidos municipais, antes de sua disposição nos aterros de rejeitos, aumentando dessa forma a capacidade de utilização destes últimos. O volume final, após incineração, pode chegar a valores bastante reduzidos, da ordem de apenas 10% do volume de material original. Ainda assim, os resíduos sólidos municipais constituem-se, dentre a diversa gama de materiais residuais com potencialidade de aproveitamento, naqueles que encontram maior resistência e restrição ao seu uso, principalmente devido à presença de elementos potencialmente perigosos ao meio-ambiente, em sua constituição.

Pneus usados, que não servem mais às aplicações automobilísticas, têm sido empregados, concomitantemente com solos, em geotecnia, na execução de diques, estruturas de contenção, sub-leitos de rodovias, entre outras aplicações (LONG, 1996). A flexibilidade das estruturas construídas segundo esta tecnologia pode ser destacada como uma de suas maiores vantagens, permitindo-lhes suportar grandes recalques diferenciais. Pneus velhos, apesar de não contribuírem diretamente na poluição ambiental (a menos que sejam queimados à céu aberto) afetam o meio ambiente à longo prazo, uma vez que esse material não é biodegradável. Em países industrializados, atualmente, constituem-se numa das maiores problemáticas ambientais em função da enorme quantidade produzida. Muitas vezes, enormes quantidades destes materiais desembarcam nos países em estágio de desenvolvimento como pneus “recauchutados”. Apesar da aparente “economia” inicial de tal empreendimento, os países em desenvolvimento tornam-se vítimas da sua própria falta de visão ambiental, à longo prazo, uma vez que apenas absorvem uma problemática já condenada em países industrializados.

Resíduos semi-sólidos, oriundos de estações de tratamento de águas provenientes de processos industriais, também conhecidos como “lodo” ou “lama”, têm sido utilizados em camadas de cobertura de aterros de rejeitos, em substituição aos materiais argilosos tradicionalmente usados. Principalmente, em locais onde depósitos de argila não encontram-se facilmente disponíveis, o custo do aterro pode ser significativamente acrescido, justificando o aproveitamento deste material residual. A utilização de lodos oriundos de estações de purificação de água cujos afluentes são provenientes de plantas industriais de beneficiamento de papel é apresentada por MOO-YOUNG et al. (1996), com ênfase aos aspectos da influência

da decomposição orgânica destes resíduos sobre propriedades como peso específico real dos grãos, compressibilidade e condutividade hidráulica.

Resíduos oriundos de materiais plásticos formam outro importante grupo de produtos potencialmente utilizáveis em geotecnologia ambiental. Esses resíduos são frequentemente classificados como materiais inadequados à incineração porque têm alta capacidade calorífica, liberada intensivamente durante sua queima, a qual origina, também de maneira indesejada, a formação de gases tóxicos (OMINE et al., 1996).

Cal de origem residual também pode constituir-se num material adequado ao uso em estabilização de solos. Este tipo de cal é usualmente encontrado em alguns processos industriais como: (a) material coletado em circuitos de condução de gases produzidos na etapa de calcinação de calcários, em plantas industriais de produção de cal hidratada; (b) resíduo do sub-processo envolvendo a reação do carbureto de cálcio com a água, em indústrias químicas especializadas na produção de gás acetileno. Estes derivados podem constituir-se numa fonte de cal bastante econômica. Entretanto, esses sub-produtos podem, inconvenientemente, apresentar uma qualidade desuniforme. Embora muitas cals de natureza residual possam ser bastante similares à cal virgem, em termos de composição química, outras propriedades importantes podem ser consideravelmente diferentes. Cais hidratadas, por exemplo, devido ao seu processamento na fábrica, são mais finamente divididas e apresentam maior superfície específica que a cal de carbureto (e.g. TRB, 1976; MINNICK, 1967).

ANDRIEUX & COLOMBEL, citados por CURTIL et al. 1996, comentam que cinzas oriundas da queima de resíduos de estações de tratamento de água podem ser usadas como agente cimentante na execução de camadas de fundações, da mesma forma que a cinza volante já tem sido empregada nesse tipo de aplicação.

2.3 ALTERAÇÕES NAS PROPRIEDADES DOS SOLOS COM A ADIÇÃO DE CAL E CINZA VOLANTE

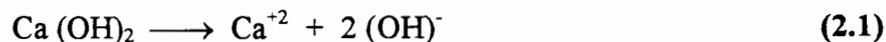
2.3.1 INTRODUÇÃO

As reações que ocorrem em sistemas constituídos de materiais como solo, cinza volante, cal e água são relativamente complexas. Segundo MALLMANN (1996), estes estudos, ainda hoje, continuam sendo desenvolvidos, quer no que tange à influência da cal e das pozolanas na formação dos compostos cimentantes, quer no que se relacione à natureza ou tipo de comportamento de silicato ou aluminato hidratado de cálcio formado na reação pozolânica.

Uma idéia geral do fenômeno físico-químico envolvido está condensada na afirmação de MATEOS (1961): “Quando cal e cinza volante são misturadas ao solo, parte desta cal combina-se com as partículas do solo. Uma segunda parte, com o dióxido de carbono presente nas fases ar e água do solo, e a parcela remanescente, combina-se com a cinza volante, em uma reação de natureza pozolânica”. Cada um destes mecanismos é, a seguir, sucintamente caracterizado.

2.3.2 OS MECANISMOS DA ESTABILIZAÇÃO

Na presença de água, a cal hidratada constitui-se numa fonte de íons livres Ca^{+2} e/ou Mg^{+2} , dependendo da natureza das matérias-primas empregadas no seu processo de produção, devido ao fenômeno conhecido como hidrólise. Dessa forma, a molécula de hidróxido de cálcio, por exemplo, no caso de cal destituída de magnésio (cal hidratada comercial calcítica e cal de carbureto) decompõe-se segundo a seguinte reação:



O processo de adsorção dos cátions mais comuns associados com solos tende a seguir uma ordem preferencial. Assim, cátions monovalentes são usualmente substituídos pelos multivalentes. A adição de quantidades suficientes de cal cria uma concentração de Ca^{+2} livre capaz de trocar ou substituir permanentemente outros íons metálicos (Na^- e K^+ , por exemplo), adsorvidos sobre a superfície coloidal, por esse elemento (TRB, 1987). Esse fenômeno é também conhecido como troca catiônica.

HERRIN & MITCHELL (1961), acrescentam que, como a ligação das partículas de argila depende da carga e tamanho dos íons na sua superfície, a predominância dos íons cálcio bivalentes, substituindo íons monovalentes, atrai as partículas, entre si, mais intimamente. A floculação e aglomeração das partículas de argila ocorre, portanto, em consequência deste comportamento, formando agregados de maiores dimensões.

A cal, na presença de água, também pode reagir com a sílica e alumina presentes no solo formando vários compostos cimentantes. Em solos típicos, possíveis fontes de sílica e alumina podem incluir os argilo-minerais, quartzo, feldspatos, micas e minerais silicosos ou alumino-silicosos apresentando estrutura amorfa ou cristalina (TRB, 1987). Essas reações podem ser, de maneira bastante simplificada, apresentadas conforme as expressões descritas a seguir:



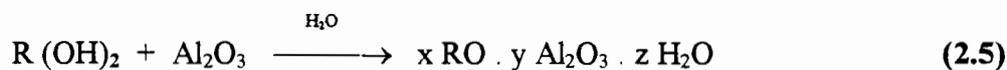
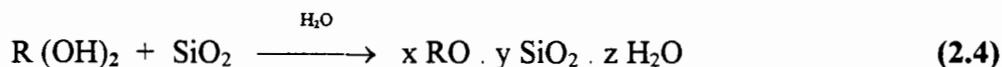
onde SiO_2 e Al_2O_3 representam, respectivamente, as componentes de sílica e alumina presentes no solo e CSH e CAH, os produtos cimentantes formados, geralmente denominados de Silicato Hidratado de Cálcio e Aluminato Hidratado de Cálcio, respectivamente. As letras empregadas nas siglas CSH e CAH são abreviações dos elementos químicos encontrados nos produtos formados conforme a convenção: C = CaO ; S = SiO_2 ; A = Al_2O_3 ; e H = H_2O .

Diversas propriedades dos solos naturais afetam as reações pozolânicas (solo-cal). Em alguns solos, estas reações são inibidas e não observa-se grande produção de agentes cimentantes. Algumas das propriedades e características mais importantes de um solo que influenciam sua capacidade de reagir com a cal, formando materiais cimentantes, são: pH; teor de carbono orgânico; presença de excessivas quantidades de sódio trocável (Na^+); drenagem natural; mineralogia da argila; grau de intemperização; presença de carbonatos, sulfatos, ou ambos; quantidade de ferro extraível; relação sílica-sesquióxido e relação sílica-alumina (TRB, 1987).

De maneira similar, a cal pode reagir com o material pozolânico abundantemente encontrado nas cinzas volantes, uma vez que, de fato, estes materiais são fundamentalmente constituídos por partículas de sílica e alumina.

A idéia da adição de cinza volante à solos que não seriam originalmente adequados à estabilização com cal foi primeiramente abordada por HERRIN & MITCHELL (1961). Segundo estes autores, quando a quantidade desejada de pozolana não estiver presente no solo, a adição de materiais pozolânicos, tais como a cinza volante, auxiliarão muitas vezes a produzir os níveis de reação desejados com a cal. Diversos autores brasileiros têm desenvolvido trabalhos relacionados à adição de cinza volante à solos que se enquadram nesta característica de inadequabilidade à estabilização com cal (e.g. NARDI, 1975; CERATTI, 1979; FOGAÇA & CERATTI, 1995).

Alguns dos possíveis compostos oriundos das reações entre a cal e os componentes de natureza pozolânica das cinzas volantes são apresentados por MINNICK (1967), conforme as expressões abaixo:



onde R representaria, alternativamente, os íons Ca^{+2} ou Mg^{+2} , ou, ainda, uma possível combinação entre eles.

Baseado em seus próprios estudos, bem como em outros trabalhos documentados na literatura, MINNICK (1967) sugere que os principais compostos cimentantes formados em misturas contendo cal e cinza volante são, provavelmente, um membro da família da tobermorita (silicato de cálcio hidratado¹) e, possivelmente, etringita (sulfato de cálcio e alumínio hidratado).

¹ Note-se a semelhança entre as equações 2.2 e 2.4, bem como 2.3 e 2.5

Em adição às reações acima apresentadas, é sugerido também que compostos de cálcio e magnésio podem reagir particularmente com o óxido de ferro, se este composto estiver presente na fase vítrea da cinza volante. Além destes produtos, sulfo-aluminatos com baixos teores de sulfato podem também ser formados, entre outros compostos.

ROY & JOHNSON, citados por MALLMANN (1996), enumeram os principais grupos de silicatos e aluminatos de cálcio hidratados possivelmente formados na reação química entre a cinza e a cal hidratada. Entre estes compostos, pode-se destacar a presença de produtos como tobermorita, gyrolita, xonotlita, wallastonita e hidrogarnete.

BLANKS & KENNEDY e DAVIS, citados por MATEOS (1961), acrescentam que, uma vez que a maioria das pozolanas contém certas quantidades de outros materiais, além de sílica, outros compostos envolvendo ferro, alumina e alguns álcalis provavelmente também são passíveis de serem formados.

Alguns autores concordam que os materiais vítreos amorfos encontrados na cinza volante são os constituintes que efetivamente reagem para formar complexas formas de silicatos e aluminatos hidratados de cálcio (e.g. MINNICK, 1967; ABCP, 1992; MATEOS, 1961).

Outros compostos, como a mulita ($3\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2$), por exemplo, são também responsabilizados pelas desejáveis características pozolânicas apresentadas pelas cinzas volantes (e.g. TRB, 1987; NONTANANANDH & KAMON, 1996).

Finalmente, a cal também pode reagir com o dióxido de carbono existente nas fases ar e água destas misturas. Esta reação é conhecida como carbonatação e produz um carbonato relativamente insolúvel (TRB, 1987). Em outras palavras, poderia-se dizer que esse mecanismo é inverso àquele verificado nos processos de produção das cals hidratadas comerciais.

Conforme HERRIN & MITCHELL (1961), esses carbonatos não só formam cimentos fracos, como também detêm a ação da pozolana (prejudicando a formação de outros compostos, como os silicatos e aluminatos hidratados de cálcio, citados anteriormente)¹.

¹ Nota do Autor

Na prática, entretanto, esta reação ocorre numa velocidade bastante reduzida, em misturas compactadas contendo solo, cinza volante e cal (MATEOS, 1961). Dados experimentais envolvendo misturas destes materiais indicam que o efeito do dióxido de carbono sobre a resistência à compressão simples não é significativo (CHU et al., 1955).

Diversos são os fatores que influenciam o desenvolvimento das reações de natureza pozolânica entre as misturas contendo solo, cal e cinza volante.

Esquemáticamente, estes fatores podem ser sub-divididos em dois grupos. O primeiro, relacionado aos *materiais* empregados, compreende aspectos como: propriedades físicas, químicas e físico-químicas; quantidade de aditivos em relação ao total da mistura e relação cal/cinza volante. O segundo, diz respeito aos *processos* utilizados, dentre os quais pode-se destacar, em relação à mistura: o modo de execução, o tempo decorrido até a compactação e o teor de umidade adotado. Em relação à compactação, o método, a energia e os parâmetros empregados na execução. E, em relação às condições de cura, o tempo, a temperatura e a umidade relativa (CHU et al., 1955).

MALLMANN (1996) observou que o aumento da energia de moldagem resulta em um acréscimo de resistência de misturas solo-cinza-cal. Segundo este autor, grande parte deste aumento ocorreu devido, provavelmente, a um maior número de reações pozolânicas que se desenvolveram com a aproximação das partículas devido ao aumento da energia. Estudos realizados por análise de variância mostraram que o tempo de cura é o principal fator influenciando a resistência à compressão simples de corpos-de-prova curados à temperatura ambiente (± 21 °C).

Essa diversidade de fatores, que contribuem efetivamente nos mecanismos de reação, é ainda mais acentuada no que diz respeito às variáveis relativas às propriedades dos aditivos utilizados. Alguns aspectos merecem atenção especial, especificamente, em relação a cada material, em particular. A cal hidratada pode ter seu desempenho relacionado a fatores como: tipo de cal, natureza do processo de produção, quantidade e finura de material reativo presente (e.g. ROCHA NETO et al., 1991; MINNICK, 1967). A cinza volante, à fatores como: tipo de cinza, superfície específica ou finura, quantidade de sílica, alumina, álcalis e carbono presentes, frequência, morfologia e mineralogia das partículas (e.g. ABCP, 1992; VINCENT et al., WATT et al. e MINNICK et al., citados por TRB, 1976).

2.3.3 ALTERAÇÕES DAS PROPRIEDADES BÁSICAS

Conforme TRB (1976), em adição às reações básicas entre a cal e a cinza volante, a cal pode também reagir com os finos presentes no material que está sendo estabilizado. Reações solo-cal que podem ocorrer são troca de cátions, floculação/aglomeração e reações pozolânicas.

As reações de troca catiônica e floculação/aglomeração ocorrem rapidamente e causam redução da plasticidade da mistura solo-cinza volante-cal além de um certo aumento imediato de resistência. A redução da plasticidade melhora a trabalhabilidade e facilita a mistura com materiais que contém quantidades substanciais de partículas de granulometria fina (TRB, 1976).

Reduções substanciais na plasticidade, observadas pela redução do índice de plasticidade e aumento do limite de contração, são produzidas pela adição da cal, e em muitos casos a mistura resultante pode se tornar não plástica (TRB, 1987)

Os produtos resultantes das reações pozolânicas solo-cal contribuem também no desenvolvimento da matriz cimentante na mistura estabilizada.

KANIRAJ & HAVANAGI (1996) argumentam que, à medida que o teor de cinza volante aumenta, em misturas contendo solo, cinza volante e cal hidratada, observa-se uma redução do máximo peso específico aparente seco e um aumento da umidade ótima, fixado um determinado esforço de compactação (e.g. CERATTI, 1979). Comportamento similar também é normalmente observado como consequência da adição de cal hidratada, em misturas solo-cal (e.g. TRB, 1987; NUÑEZ, 1991).

KANIRAJ & HAVANAGI (1996) acrescentam que o aumento da quantidade de cinza volante presente implica também na redução do peso específico real dos grãos das misturas. Além disso, amostras compactadas nas condições de umidade ótima e máximo peso específico aparente seco, para um específico esforço de compactação, apresentam aumento da porosidade e do índice de vazios, em teores crescentes de cinza volante. Segundo estes autores, tais características poderiam tornar particularmente interessante a utilização de processos de

estabilização de solos com adição de cinza volante na construção de aterros, principalmente sobre solos moles.

CALLAHAN et al., citados por TRB (1976), observam que o gradual desenvolvimento dos mecanismos das reações pozolânicas envolvidos em misturas contendo solo, cinza volante e cal hidratada conferem a estas misturas características auto-cimentantes. A auto-cimentação é o fenômeno pelo qual uma amostra sofre recimentação em suas fissuras, regenerando-se (CERATTI, 1979). Ensaios de laboratório comprovam que a auto-cimentação pode ocorrer de maneira bastante significativa nestas misturas. Alguns dos fatores que contribuem neste processo são: idade na qual ocorreu o fissuramento, grau de contato das superfícies fraturadas e condições de cura. CERATTI (1979) acrescenta ainda, além destes fatores, a efetividade da cal e da cinza volante na reação e as condições de umidade.

2.3.4 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS ESTABILIZADOS COM CAL E CINZA VOLANTE

2.3.4.1 Introdução

Solos estabilizados pozolânicamente, mediante a adição de cinza volante e cal hidratada, constituem-se, em última análise, num novo material geotécnico artificialmente cimentado. O comportamento mecânico deste novo material, entre outras características, pode diferir, significativamente, daquele que caracteriza o solo natural, não cimentado, uma vez que tenha havido êxito na execução do processo de estabilização.

Dessa forma, torna-se necessária uma reavaliação da abordagem teórica adotada para a previsão e compreensão do comportamento de engenharia que o novo material passa a apresentar, comparando-se àquela esperada para o solo natural.

JOHNSTON & NOVELLO (1993) comentam que todos os materiais geotécnicos comportam-se de acordo com os mesmos “princípios” de engenharia. As contundentes diferenças de comportamento possivelmente observadas deveriam ser encaradas, portanto, muito mais como uma variação da localização ocupada pelo material, dentro de um espectro total contínuo (cujas fronteiras são estabelecidas pelos solos moles e as rochas duras), do que como uma variação fundamental da própria “natureza” do material.

Solos submetidos a um efetivo processo de estabilização, de qualquer natureza, podem apresentar um comportamento mecânico similar àqueles que caracterizam as rochas brandas ou os solos cimentados. Segundo GENS & NOVA (1993), estes últimos materiais situam-se numa área do conhecimento compreendida entre a mecânica das rochas e a mecânica dos solos. Como consequência, a compreensão do seu comportamento tem sido desenvolvida numa taxa menor em relação àquelas observadas para as rochas e os solos tradicionais. Esta afirmação torna-se especialmente evidente considerando-se a relativa carência de teorias e modelos matemáticos aptos a condensar o comportamento daqueles materiais de uma maneira unificada e consistente.

Entre outros trabalhos, é de enorme valia a extensa e criteriosa revisão da literatura sobre o comportamento mecânico de materiais geotécnicos cimentados realizada por PRIETTO (1996), em sua dissertação de mestrado, onde são abordados aspectos relacionados à 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, além de uma revisão sobre modelos constitutivos.

A seguir, portanto, apresenta-se uma breve revisão daqueles conceitos e aspectos considerados mais importantes para o estudo do comportamento mecânico de materiais geotécnicos cimentados, acrescentando-se resultados de alguns trabalhos encontrados na literatura nos quais foram utilizados mecanismos de estabilização de natureza pozolânica, no caso de materiais artificialmente cimentados.

2.3.4.2 Variáveis do Comportamento Mecânico

CLOUGH et al. (1981) sugerem que o comportamento mecânico de uma areia cimentada é fortemente influenciado por fatores como: grau de cimentação, densidade, tensão de confinamento, distribuição granulométrica, forma e arranjo dos grãos e natureza do agente cimentante. A influência dos dois primeiros fatores é igualmente enfatizada por HUANG & AIREY (1993) como determinante do comportamento de uma areia artificialmente cimentada.

Conforme GENS & NOVA (1993), solos cimentados, rochas brandas e materiais similares exibem um comportamento mecânico complexo, afetado principalmente pela sua

história geológica e pela história de tensões e deformações. Outros fatores, além desses anteriormente citados, são apresentados pelos autores como determinantes do comportamento desses materiais. Entre eles, pode-se citar: velocidade de deformação, temperatura, tempo de aplicação do carregamento e orientação da amostra estudada em relação à direção das tensões principais.

Agentes cimentantes de natureza pozolânica, artificialmente introduzidos em mecanismos de estabilização de solos têm, no tempo de cura, uma das variáveis mais significativas para a caracterização do comportamento mecânico, uma vez que esse fator afeta diretamente a efetividade do grau de cimentação da mistura (e.g. MALLMANN, 1996; CERATTI, 1979; MATEOS, 1961).

Segundo PRIETTO (1996), todos os aspectos analisados do comportamento mecânico do solo residual de arenito, idêntico ao estudado no presente trabalho, artificialmente cimentado com cimento pozolânico, foram, em maior ou menor grau, influenciados pela variação do grau de cimentação e da tensão efetiva média inicial.

2.3.4.3 Resistência ao Cisalhamento

2.3.4.3.1 Comportamento pré-ruptura

a) Rigidez inicial

PRIETTO (1996) argumenta que um dos efeitos mais notáveis da cimentação sobre o comportamento mecânico de materiais geotécnicos é o aumento da rigidez inicial. Esta característica constitui-se numa das modificações mais importantes e evidentes no que tange à comparação que se poderia fazer com o comportamento do mesmo material, no estado não-cimentado. Entretanto, diversos trabalhos têm destacado a dependência deste efeito em função de outras variáveis, como, por exemplo, os níveis de tensões de confinamentos utilizados (e.g. CLOUGH et al. 1981; HUANG & AIREY, 1993; BRESSANI, 1990; LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).

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 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 das areias estudadas (medição local de deformações não-utilizada). Estes resultados são consistentes com dados fornecidos por MITCHELL e DUPAS & PECKER, citados pelos autores, sobre areias estabilizadas com cimento.

AHLBERG & BARENBERG, citados por TRB (1976), afirmam que os módulos de elasticidade de misturas contendo solo, cal e cinza volante são diferentes dependendo se o procedimento de ensaio utilizado na sua determinação é de natureza compressiva ou flexural. Estes autores indicam que o módulo determinado na flexão é menor que aquele determinado na compressão. Segundo BARENBERG (1967), como os materiais estabilizados pozolanicamente possuem diferentes deformações quando submetidos à tração e compressão, os módulos de elasticidade serão também diferentes nestas duas situações. CERATTI (1979) acrescenta que a faixa de variação dos valores do módulo de elasticidade é função de muitos fatores como características do solo (graduação e dureza das partículas), grau de compactação, tempo de cura e percentagens de aditivos nas misturas.

CERATTI (1979), estudando um solo residual estabilizado com cinza volante e cal hidratada, salienta ainda que existe uma relação linear entre os módulos secantes de ruptura e as resistências à compressão simples das misturas (e.g. YOSHINAKA & YAMABE, 1981). Essa relação pode ser genericamente definida como:

$$E_s = a \cdot q_u \quad (2.8)$$

onde a varia em função das características do material analisado, ou, no caso específico do autor, com o teor de cal utilizado na mistura.

O coeficiente de Poisson de um material usualmente varia com o nível de tensões. Contudo, esta variável geralmente permanece relativamente constante em níveis de tensões inferiores a, aproximadamente, 70% da tensão de ruptura em materiais estabilizados (TRB, 1976). Alguns autores tem relatado valores para o coeficiente de Poisson na faixa de 0,1 a 0,3 para materiais geotécnicos cimentados, em relação ao trecho inicial, supostamente elástico, do comportamento tensão x deformação (e.g. REDDY & SAXENA, 1992; O'ROURKE & CRESPO, 1988). AHLBERG & BARENBERG, citados por TRB (1976), afirmam que o coeficiente de Poisson de materiais estabilizados com cal e cinza volante permanece relativamente constante em 0,08 para níveis de tensões inferiores a 60% da resistência máxima e então aumenta, em níveis de tensões mais elevados, atingindo, aproximadamente, um valor de 0,3 na ruptura.

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., 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. LEROUÉIL & 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 esta 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.

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, citado pelo autor). Para as rochas, o desvio de 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 macrofissura (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.

HUANG & AIREY (1993) observam um aspecto interessante em relação à influência da cimentação em relação à densidade, para o mesmo tipo de solo cimentado. Segundo os autores, à 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.

b) Resistência

Segundo SAXENA & LASTRICO (1978), o comportamento do solo pode ser compreendido se as três componentes de 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 (alguns grãos podem ainda estar cimentados constituindo um material de granulometria mais grosseira).

LADE & OVERTON (1989) concordam com essa concepção e acrescentam mais duas componentes à resistência ao cisalhamento de solos cimentados: (1) a quebra dos grãos e (2) a remoldagem. No entanto, de acordo com os autores, estas são difíceis de distinguir e quantificar.

CLOUGH et al. (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; (5) 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, citado pelos autores, para solos estabilizados com cimento.

Outros autores divergem quanto à influência do grau de cimentação no ângulo de atrito (LADE & OVERTON, 1989; JURAN & RICOBONNO, citados por PRIETTO, 1996), embora o comportamento geral observado seja consistente com o relatado por CLOUGH et al. (1981).

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 MPa), 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. À 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, citado pelos autores) ou da redução da energia proposta por BISHOP, 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. (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.

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

MATEOS & DAVIDSON (1963) comentam que a prática mais comum, em estabilização de solos, consiste em compactar-se os corpos-de-prova num teor de umidade tão próximo quanto possível daquele que possibilita a obtenção do máximo peso específico aparente seco (umidade ótima de compactação, observado para uma determinada energia)¹. Este procedimento baseia-se na suposição de que a máxima densidade possibilitaria um arranjo mais denso entre as partículas, o qual colocaria em contato uma maior área superficial disponível para o desenvolvimento das reações químicas que levariam à formação dos compostos cimentantes. Entretanto, os autores observam que, na estabilização de um solo arenoso com cinza volante e cal hidratada, não existe correlação direta entre o teor de umidade que assegura a confecção de amostras na máxima densidade (umidade ótima de compactação) e o teor de umidade em que se observa os maiores valores de resistência à compressão simples. Apesar disso, as seguintes observações podem ser feitas: (1) o teor de umidade relacionado ao máximo valor de resistência aumentou com o tempo de cura; (2) este teor de umidade está localizado no ramo seco da curva de compactação (sendo, no caso da areia estudada, aproximadamente 2% inferior à umidade ótima de compactação).

Comportamento bastante similar pode ser observado para o solo residual, estabilizado com cinza volante e cal hidratada, estudado por CERATTI (1979), especificamente, no caso da mistura contendo a maior quantidade de aditivos (5% de cal hidratada e 24% de cinza volante), compactada sob um esforço de compactação correspondente ao da energia de Proctor Normal. Este autor acrescenta ainda que deveria ser evitada a compactação do material estudado no ramo úmido, devido à rápida queda de resistência que nele ocorre.

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 sequência, um comportamento expansivo, cuja taxa de dilatação decresce gradualmente à medida que o cisalhamento progride, tendendo finalmente a um estado último onde não há

¹ Nota do Autor

variação volumétrica (e.g. PRIETTO, 1996). 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 (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, citados por PRIETTO (1996), 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., citados 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 naturalmente 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, à medida que a cimentação aumenta.

A variação do grau de cimentação tem pouco efeito sobre a resposta volumétrica do solo (e.g. PRIETTO, 1996), em comparação com os efeitos induzidos pela densidade e tensão de confinamento (HUANG & AIREY, 1993).

2.3.4.3.2 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. YOSHINAKA & YAMABE, 1981; CLOUGH et al., 1981; O'ROURKE & CRESPO, 1988; LADE & OVERTON, 1989; LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; PRIETTO, 1996).

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; O'ROURKE & CRESPO, 1988; LADE & OVERTON, 1989).

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, citado pelos autores), ou índice de fragilidade:

$$I_B = 1 - (\tau_r / \tau_f) \quad (2.9)$$

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.

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, citado pelos autores, para rochas duras.

CONSOLI et al. (1997a), ao analisarem o solo residual de arenito, idêntico ao utilizado neste trabalho, estabilizado com cimento pozolânico e reforçado com fibras de vidro, afirmam que a principal vantagem da inclusão deste último material, quando adicionado à materiais cimentados, é o notável aumento de ductilidade imposto à mistura. Baseados na observação dos resultados experimentais os autores argumentam que a inclusão de fibras definitivamente altera o comportamento do material no sentido da redução da fragilidade. Entretanto, como esperado para um material geotécnico cimentado, este interessante efeito é mais pronunciado para as amostras com maior grau de cimentação e para os menores níveis de pressão de confinamento.

b) Estado último

PRIETTO (1996), em seu trabalho, conceitua estado último como aquele em que tanto a tensão de cisalhamento como a deformação volumétrica não variam com a deformação de cisalhamento. Este conceito também é adotado, para fins da presente revisão bibliográfica.

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 muita 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, conforme observa PRIETTO, 1996). O'ROURKE & CRESPO (1988) observaram um comportamento similar 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; HUANG & AIREY, 1993; PRIETTO, 1996).

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 & ATKINSON, 1993; HUANG & AIREY, 1993). Segundo COOP, citado por PRIETTO (1996), 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 isotrópica normal obtida ($\lambda = 0,19$). A divergência encontrada contrasta com resultados obtidos por COOP, citado por PRIETTO (1996), 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, 1981) mostrem que o ângulo de atrito 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); HUANG & AIREY (1993); e PRIETTO (1996).

2.3.4.4 Resistência à Tração

No caso de materiais geotécnicos, natural ou artificialmente cimentados, uma das condicionantes do comportamento mecânico pode ser determinada pela resistência à tração.

CLOUGH et al. (1981) argumentam que existem fortes evidências teóricas, corroboradas por observações de campo, para acreditar-se que os mecanismos de ruptura observados em alguns taludes muito íngremes, da Califórnia, constituídos de areias naturalmente cimentadas, sejam originados por trincas de tração localizadas na região superior dos mesmos.

Segundo NUÑEZ (1991), se um pavimento construído com um solo estabilizado rompe sob o carregamento de uma roda, a ruptura pode ser causada por tensões de tração na base da placa carregada ou por tensões superficiais distantes da carga. CERATTI (1979) acrescenta que essas tensões podem igualmente ter sua origem atribuída, em dias quentes, à exposição das regiões superiores do pavimento à temperaturas mais elevadas que as regiões localizadas mais abaixo.

PRIETTO (1996) salienta que diversos autores têm relacionado a resistência à tração com a resistência à compressão simples de solos cimentados (e.g. CLOUGH et al. 1981; DASS et al. 1994; CERATTI, 1979; NUÑEZ, 1991; BARENBERG, 1967; O'ROURKE & CRESPO, 1988).

CLOUGH et al. (1981) relatam que essa relação varia de 9% a 12%, no caso de areias naturalmente cimentadas, e de 11% a 13%, para materiais arenosos cimentados artificialmente. O'ROURKE & CRESPO (1988) relatam valores na faixa de 18% a 29% para um solo vulcânico artificialmente cimentado.

Conforme dados apresentados por CERATTI (1979), percebe-se que essa relação varia de 8% a 14% em função dos teores de aditivos utilizados, da energia de compactação e do tempo de cura, para misturas constituídas de solo, cinza volante e cal hidratada, sendo menor para os períodos mais curtos. A mesma tendência é observada para o solo residual de arenito, idêntico ao utilizado no presente trabalho, estabilizado com 9% de cal hidratada (NUÑEZ, 1991).

NUÑEZ (1991) argumenta ainda que o aumento da energia de compactação influencia o desenvolvimento da resistência à tração de forma menos intensa que na resistência à compressão simples.

CAPÍTULO 3

DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 COMENTÁRIOS INICIAIS

O programa experimental aqui apresentado pretende, basicamente, avaliar a influência das variáveis de interesse deste trabalho (percentagem de resíduos na composição do novo material, condição micro-estrutural, nível de tensões efetivas médias e tempo de cura) sobre o comportamento mecânico do solo artificialmente cimentado com sub-produtos industriais, principalmente com relação aos mecanismos de mobilização de resistência ao cisalhamento e deformabilidade. Algumas definições e conceitos utilizados são a seguir apresentados.

Mediante a execução dos ensaios de resistência à compressão simples, diametral e triaxial, serão medidas as seguintes variáveis de resposta:

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

Na definição dos parâmetros que descrevem os níveis de tensões (p' e q), baseou-se na notação apresentada por LAMBE & WHITMAN (1969), sendo:

$$p' = \frac{\sigma_a' + \sigma_r'}{2} = \frac{\sigma_a + \sigma_r}{2} - u \quad \text{e} \quad q^* = \frac{\sigma_a' - \sigma_r'}{2} = \frac{\sigma_a - \sigma_r}{2}$$

com:

σ_a' e σ_r' : tensões efetivas axial e radial, respectivamente;

σ_a e σ_r : tensões totais axial e radial, respectivamente;

u : poro-pressão

q : tensão desvio: $\sigma_a' - \sigma_r'$ ou $\sigma_a - \sigma_r$

q^* : metade do valor registrado para a tensão desvio: $q / 2$

p' : tensão efetiva média normal

Neste trabalho, a condição de *ruptura* é representada pelo máximo nível de tensão desvio suportado pelo material, observado no pico da curva tensão-deformação. A condição *última* refere-se a um estado onde não há variações significativas na tensão desvio e no volume com a deformação axial. A condição denominada *final* corresponde ao último ponto passível de ser plotado pelos dados experimentais na curva tensão-deformação e é considerada, no presente trabalho, uma estimativa razoável da condição *última*.

O módulo de deformação secante é definido pelo quociente entre a variação da tensão desvio e a variação da deformação axial correspondente, num determinado segmento da curva tensão-deformação. No presente trabalho, foram analisados os módulos secantes para vários níveis de deformação conforme será descrito no Capítulo 5.

3.2 ETAPAS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para o desenvolvimento deste trabalho, o programa experimental foi dividido em duas partes específicas:

- Montagem e calibração do equipamento que seria utilizado para a realização dos ensaios triaxiais de compressão.
- Execução do programa experimental, propriamente dito, representada pela realização de todos os ensaios que o constituem;

Basicamente, os ensaios podem ser agrupados em quatro conjuntos distintos, de acordo com os propósitos aos quais se destinam:

Ensaio de *caracterização*: este grupo compreende os ensaios de natureza física e química, realizados sob o intuito de classificar e identificar os materiais estudados bem como suas componentes de interesse. Neste conjunto encontram-se os ensaios de análise química, análise granulométrica, finura (cal), determinação do pH, massa específica real dos grãos e teor de umidade; Ensaio para *dosagem e determinação dos parâmetros de moldagem* das misturas: este conjunto de ensaios compreende a determinação dos limites de plasticidade para a definição do Lime Fixation Point (e.g. HILT & DAVIDSON, 1960) e os ensaios de compactação; Ensaio de *resistência*: este conjunto de ensaios representa o principal grupo de experimentos do trabalho. Todas as características de resistência e deformabilidade representativas dos materiais estudados são daqui oriundas. Este grupo é constituído pelos ensaios de resistência à compressão simples, diametral e triaxial axissimétrico. Ensaio *micro-estruturais*: por intermédio deste conjunto de ensaios pretende-se estabelecer uma correlação de caráter qualitativo e complementar entre o desempenho macroscópico observado nos ensaios de resistência e as características representadas pelas condições relacionadas à micro-estrutura dos materiais analisados.

Os quatro conjuntos de ensaios acima descritos foram executados exatamente de acordo com a sequência em que são apresentados visto que existe uma interdependência no prosseguimento das etapas.

Inicialmente, foram realizados os ensaios básicos de caracterização dos materiais utilizados, imediatamente seguidos pela etapa de definição das misturas e determinação dos parâmetros de moldagem dos corpos-de-prova para os ensaios de resistência.

Os ensaios de compressão simples foram realizados com dupla finalidade: (1) analisar o ganho de resistência das misturas causado por duas das variáveis investigadas: quantidade de resíduos presente nas misturas e tempo de cura; (2) auxiliar na escolha das misturas a serem ensaiadas nos ensaios triaxiais, para uma idade de cura específica.

Dentre os ensaios de resistência, o experimento principal consistiu na realização de ensaios de compressão triaxial drenados, do tipo CID, nas tensões efetivas médias iniciais (p') de 20, 60 e 100 kPa, sobre as misturas cujo desempenho foi considerado satisfatório nos ensaios de resistência à compressão simples, fixada uma idade de cura. Em adição, uma das misturas ensaiadas nos ensaios CID foi submetida também à carregamento não-drenado, em ensaios de compressão triaxial CIU, sob os mesmos níveis de tensões efetivas médias iniciais.

Finalmente, os ensaios complementares de microscopia eletrônica foram executados sobre sub-amostras retiradas dos corpos-de-prova rompidos, dos ensaios de compressão triaxial.

A Tab. 3.1 apresenta um resumo mostrando o número de ensaios realizados sobre os materiais e as misturas estudadas.

Tabela 3.1 - Resumo do Programa de Ensaios

ENSAIO	solo	cinza volante	cal de carbureto	misturas	TOTAL
Granulometria	2	2		6	10
Massa Específica Real dos Grãos	1	1		3	5
Limite de Plasticidade	1	1		11	13
Limite de Liquidez	1	1			2
Compactação				5	5
Resistência à Compressão Simples	6			60	66
Resistência à Compressão Diametral	6			48	54
Ensaio Triaxiais Drenados				18	18
Ensaio Triaxiais Não-Drenados				3	3
Microscopia Eletrônica	1	1	1	5	8
pH				12	12
Composição Química		1	1		2
Determinação da Finura			1		1
Capacidade de Troca Catiônica		1			1

3.3 LIMITAÇÕES DO TRABALHO

Os níveis de tensões efetivas médias iniciais adotados tentam representar os estados de tensões aos quais o novo material, constituído pelo solo natural artificialmente cimentado com o auxílio de resíduos industriais, estaria sendo submetido. Mais especificamente, no caso de camadas superficiais construídas com este novo material, sobre as quais seriam projetadas elementos de fundações superficiais. Dessa forma, o estudo do comportamento mecânico aqui

apresentado está restrito a condições similares de concepção. A falta de um planejamento de experimentos baseado em critérios estatísticos impediu uma maior racionalização na ordem e quantidade dos ensaios de resistência..

3.4 MONTAGEM E DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO TRIAXIAL

Para permitir a realização do programa de ensaios de resistência à compressão triaxial do presente trabalho fez-se necessária a montagem de um equipamento triaxial específico para este trabalho. As etapas de montagem, calibração e operacionalização deste equipamento, a seguir descrito, constituíram-se, portanto, numa fase preliminar à realização da bateria de ensaios, propriamente dita.

O equipamento era constituído basicamente por dois sistemas distintos: o geotécnico e o de aquisição de dados, os quais são detalhados separadamente:

3.4.1 SISTEMA GEOTÉCNICO

Composto originalmente por um equipamento triaxial convencional de marca Wykeham-Farrance constituído de uma câmara triaxial e uma prensa para aplicação da carga axial. À este equipamento adaptou-se a instrumentação e o sistema de pressão constante para aplicação das pressões de confinamento e contra-pressão (Fig. 3.1).

3.4.1.1 Câmara triaxial

Foi utilizada uma câmara triaxial da marca Wykeham-Farrance, modelo WF11144, projetada originalmente para corpos-de-prova de grande diâmetro (100 mm), à qual adaptou-se um anel metálico na base, de modo a permitir a passagem das fiações elétricas dos sensores para medida local de deslocamentos, internos à câmara.

3.4.1.2 Estrutura de carregamento (Prensa)

Para aplicação da carga axial utilizou-se uma prensa da marca Wykeham-Farrance, modelo WF10056 TRITECH 50, com capacidade máxima de carga de 50 kN.

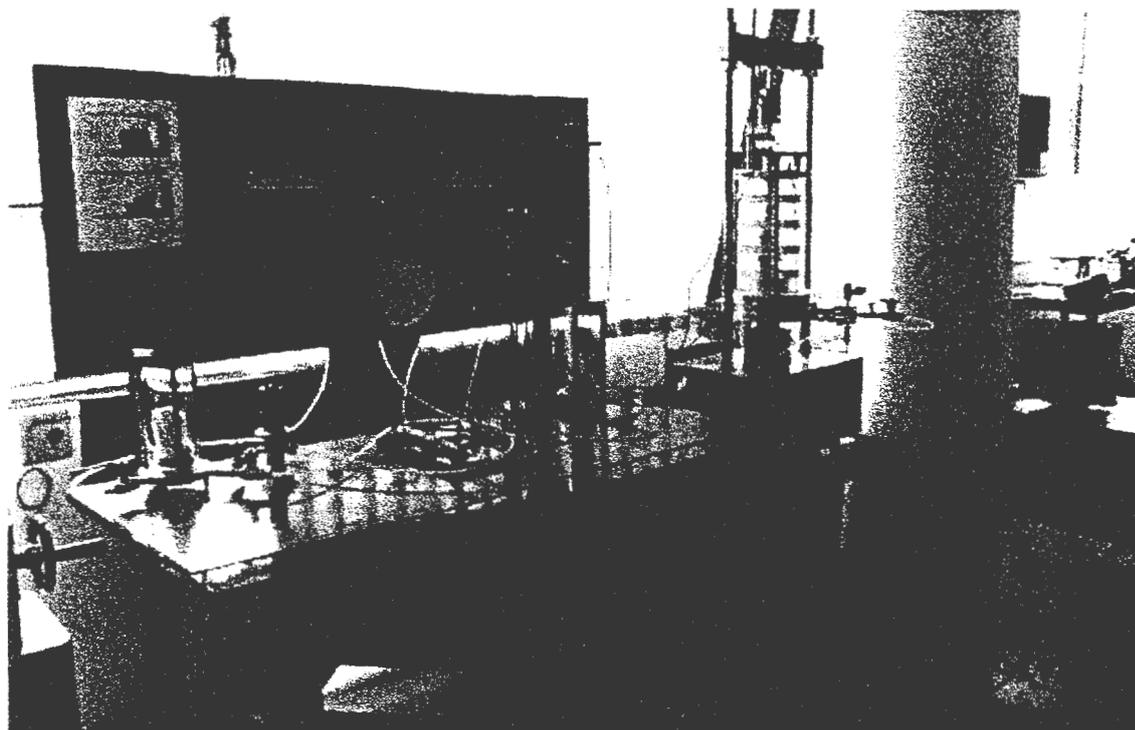


Figura 3. 1 - Visão geral do equipamento triaxial utilizado

3.4.1.3 Sistema de aplicação de pressão

O sistema utilizado para aplicação das pressões de confinamento e contra-pressão era constituído por duas células de pressão com interface ar-água (Fig. 3.2). Cada uma destas células estava conectada, por intermédio de reguladores de pressão de ar, a uma tubulação de ar-comprimido, que era mantida por um compressor de ar, num esquema semelhante ao apresentado por HEAD (1982). O máximo nível de pressão capaz de ser gerado com razoável estabilidade por esse conjunto era 450 kPa, devido às limitações na pressão de ar de saída do compressor e à qualidade dos reguladores de pressão de ar utilizados.

3.4.1.4 Instrumentação

Com exceção da variação volumétrica, todas as grandezas de interesse geradas no decorrer dos ensaios foram obtidas através de instrumentos de medição (transdutores) que transformavam uma medida física em um correspondente sinal elétrico. A voltagem de excitação utilizada para a alimentação destes dispositivos foi de 8V (DC). Cada uma destas grandezas é a seguir descrita, juntamente com o instrumento utilizado na sua medição.

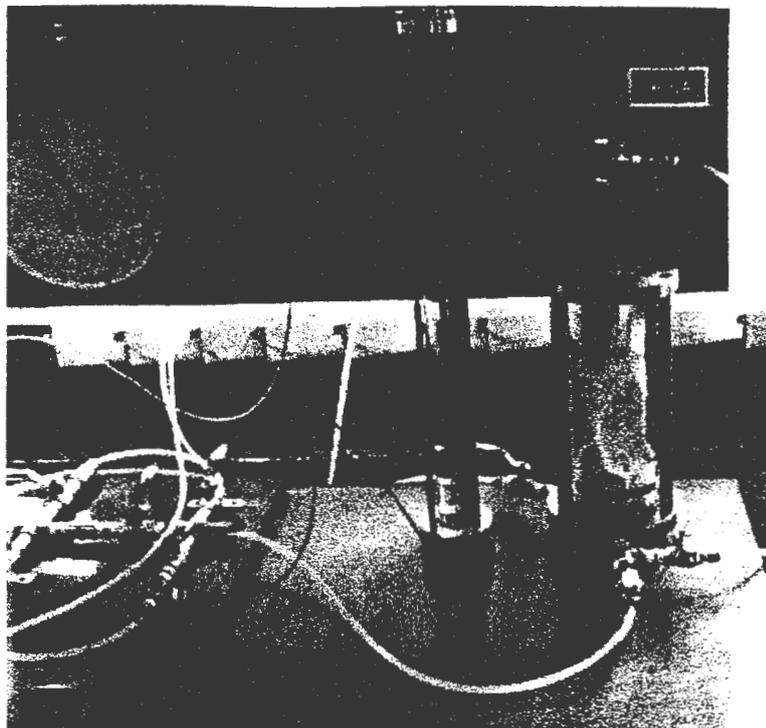


Figura 3. 2 - Detalhe da célula de aplicação de pressão e bureta de alta resolução utilizados

3.4.1.4.1 Medição da Variação Volumétrica

As medidas de variação volumétrica nos ensaios CID foram realizadas manualmente mediante leitura visual em uma bureta de alta resolução com capacidade de 5 ml e resolução de 0,05 ml, conectada ao sistema de aplicação de contra-pressão através de um conjunto de válvulas, conforme pode ser visto na Fig.3.2, anteriormente apresentada.

3.4.1.4.2 Medição de Deformações

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 medição das deformações axiais diretamente sobre o corpo-de-prova (Fig.3.3); (2) um sistema externo constituído por um transdutor de deslocamento linear (LSCDT), marca Wykeham Farrance, modelo HS25B, com resolução de 0,001 mm, fixado ao pistão de carga, que media os deslocamentos relativos da câmara triaxial (Fig. 3.4). O par de transdutores de deslocamento utilizado, baseado em sensores de efeito Hall, foi construído especialmente para este trabalho (Fig. 3.5). Estes instrumentos foram desenvolvidos originalmente por CLAYTON & KHATRUSH (1986) e são descritos em detalhe por SOARES (1997).

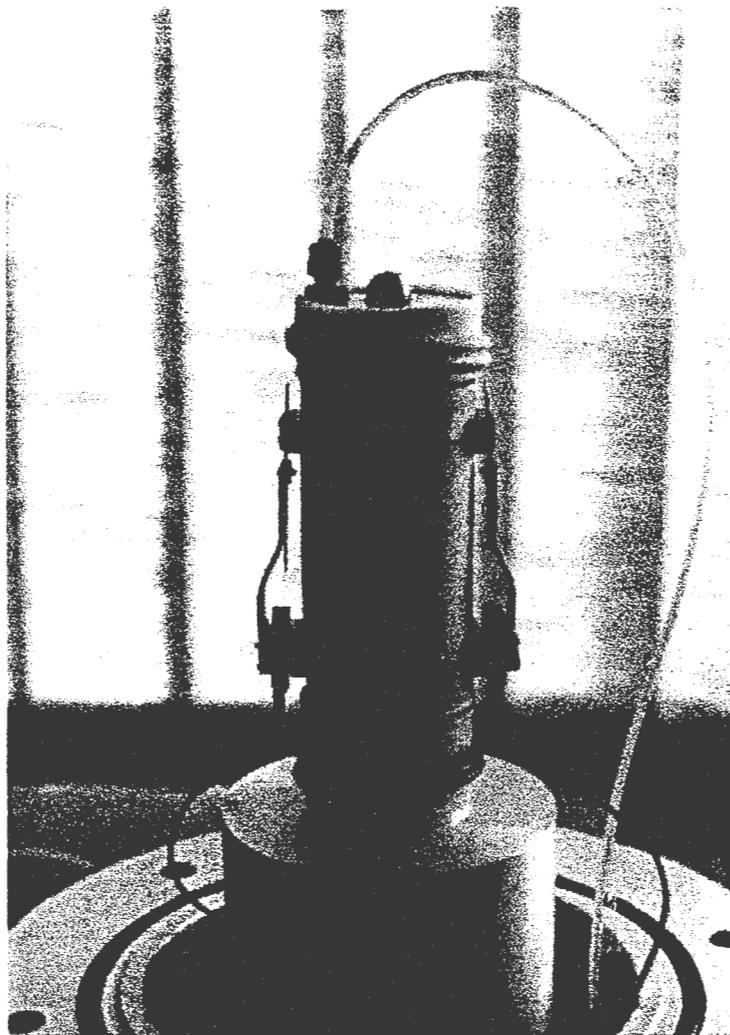


Figura 3.3 - Sistema de medição local de deformações axiais (e.g. CLAYTON et al., 1989)

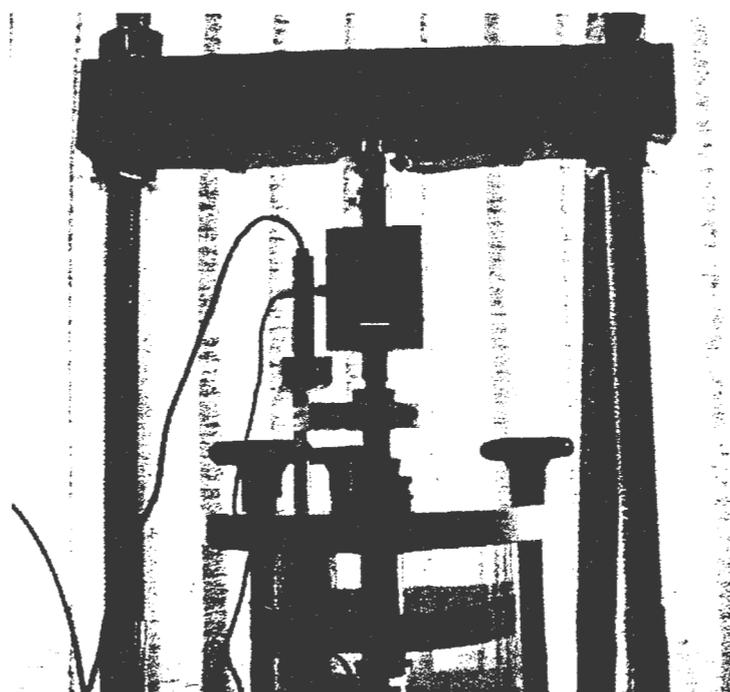


Figura 3.4 - Detalhe do sistema de medição externa de deslocamento e força axiais.

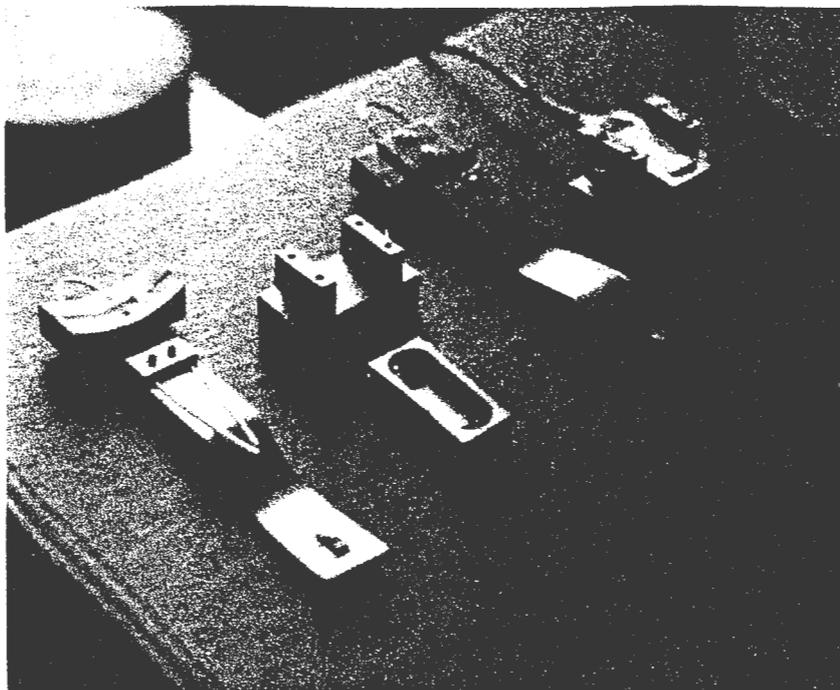


Figura 3.5 - Detalhe dos transdutores de deslocamento construídos no presente trabalho

A técnica de instalação dos sensores sobre o corpo-de-prova, bem como os procedimentos de calibração, seguiram aqueles descritos e adotados por SOARES (1997) e MARTINS (1994). No presente trabalho, os sensores foram calibrados para um intervalo linear médio equivalente a 1,9 % de deformação axial do corpo-de-prova.

3.4.1.4.3 Medição da Pressão confinante e Poro-pressão

Um único transdutor de pressão da marca DRUCK, modelo PDCR810, capaz de cobrir um intervalo de até 700 kPa, foi utilizado para o monitoramento da poro-pressão no corpo-de-prova e da pressão no interior da câmara triaxial. Este elemento foi acoplado a um cubo metálico rígido, dotado de três válvulas, que permitia a conexão com qualquer um dos dois sub-circuitos a ser monitorado e facilitava o desairamento, quando necessário (Fig. 3.6).

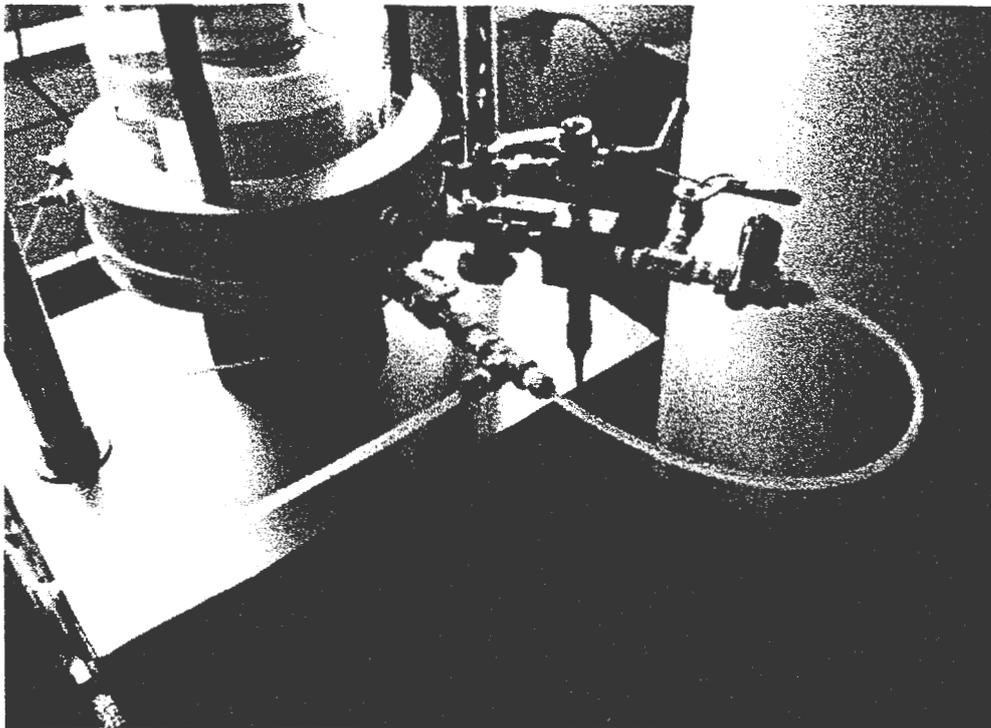


Figura 3. 6 - Arranjo utilizado para medição da pressão de confinamento e contra-pressão

3.4.1.4.4 Medição da Força axial

A medição da força axial foi feita através de uma célula de carga de marca KRATOS, modelo KM, com carga nominal de 5 kN, situada externamente à câmara triaxial. A Fig. 3.4, apresentada anteriormente, mostra este dispositivo.

3.4.2 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS

Um micro-computador PC/AT 386 e um conversor de sinal analógico/digital (data-logger), fabricado pela Hewlett Packard, constituíram o sistema de aquisição de dados utilizado neste trabalho (Fig. 3.7). O software utilizado para o gerenciamento do ensaio consistiu de uma adaptação de um programa escrito em linguagem BASIC, já existente, o qual permitiu, ainda que com certas limitações, a utilização simultânea do mesmo data-logger por outro equipamento triaxial, ao mesmo tempo em que realizavam-se os ensaios relacionados a este trabalho no equipamento aqui apresentado. Durante o ensaio, este sistema fazia uma atualização das medidas obtidas pela instrumentação e calculava as respectivas grandezas de interesse em função das calibrações dos instrumentos e seus valores iniciais de referência (“zeros”). Essa atualização era apresentada na tela do micro-computador e era feita com uma frequência de aproximadamente 10 segundos.

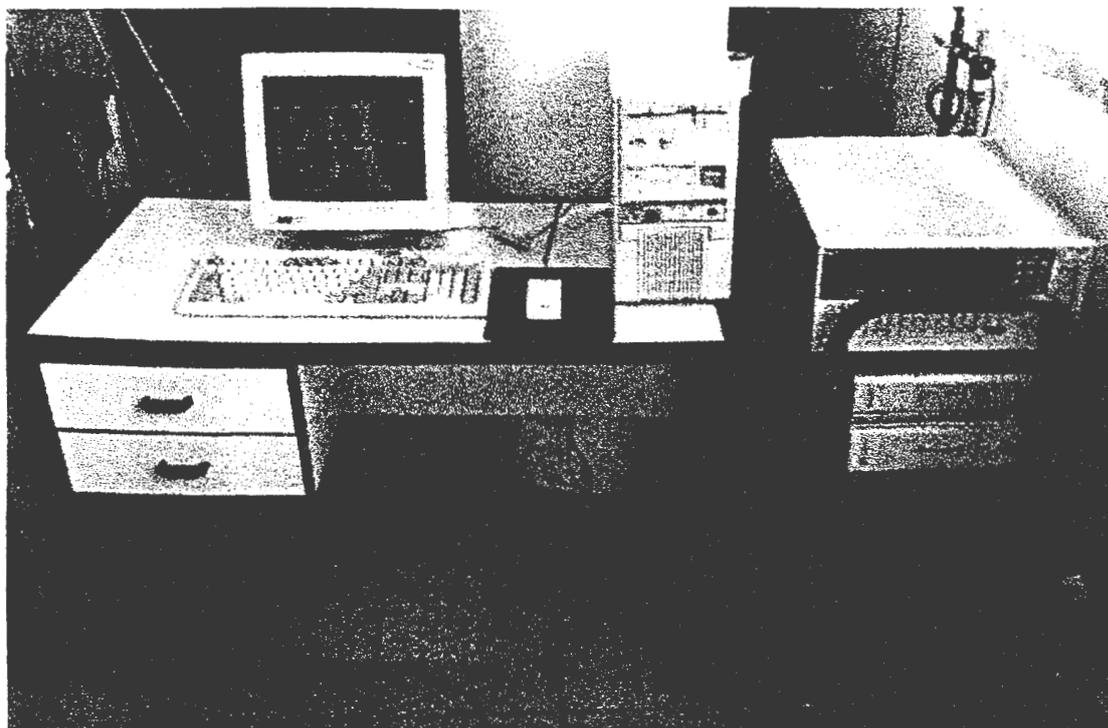


Figura 3. 7 - Sistema de aquisição de dados (micro-computador PC-386 e data-logger)

A gravação dos dados do ensaio no disco-rígido do computador podia ser feita com uma frequência, previamente definida pelo operador, ao início do ensaio. Em geral, optou-se pela auto-gravação a cada 2 minutos. Uma média de 100 leituras era produzida a cada ensaio. Todas as leituras eram gravadas em Volt e recalculadas posteriormente com uma planilha eletrônica.

3.5 MÉTODOS UTILIZADOS

Nos itens subsequentes 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.

3.5.1 OBTENÇÃO E PREPARAÇÃO DOS MATERIAIS

Os processos de obtenção, preparação e mistura dos materiais sólidos utilizados neste trabalho são descritos abaixo de acordo com as particularidades de cada caso.

Amostras deformadas do solo foram coletadas na jazida de origem mediante a utilização de ferramentas manuais como pá e picareta.

A cinza volante foi obtida junto à Fundação de Ciência e Tecnologia do Estado do Rio Grande do Sul (CIENTEC), que por ocasião do início deste trabalho, gentilmente cedeu amostras em quantidades suficientes para a realização do mesmo.

A cal residual de carbureto foi adquirida diretamente junto à empresa White Martins Gases S.A., de cuja planta industrial o sub-produto se origina.

Todos os materiais sólidos, depois de coletados, foram transportados em sacos plásticos e acondicionados em recipientes hermeticamente fechados. Nas fases de transporte e acondicionamento deu-se especial atenção para a manutenção das condições originais de umidade e evitou-se a contaminação com quaisquer outros produtos, até que os materiais fossem efetivamente utilizados em laboratório. Antes do fechamento definitivo dos recipientes de armazenagem retirou-se amostras para a determinação do teor de umidade dos materiais “como recebidos” de campo.

No processo de preparação das amostras de solo para os ensaios de caracterização, compactação e moldagem dos corpos-de-prova, que envolve os procedimentos de secagem ao ar, destorroamento, peneiramento e determinação da umidade higroscópica, seguiu-se criteriosamente aos procedimentos estabelecidos na norma NBR-6457 (ABNT, 1986).

As amostras de cinza volante não sofreram nenhum processo de preparação e foram utilizadas “in natura”, visto que já apresentavam um alto grau de pulverização e um teor de umidade razoavelmente reduzido, bastante próximo ao higroscópico, posteriormente determinado.

A cal residual foi submetida a um expedito processo de secagem em estufa, a 60°C, por um período de 24h. Dessa forma foi possível reduzir o teor de umidade “in natura”, da ordem de 50%, para valores inferiores a 15%, facilitando seu manuseio em laboratório. Posteriormente, este material foi submetido aos processos de destorroamento, peneiramento e determinação da umidade higroscópica, conforme a NBR-6457 (ABNT, 1986a).

3.5.2 DOSAGEM DAS MISTURAS

3.5.2.1 Dosagem da quantidade de cinza volante

Para estabelecer a quantidade de cinza volante a ser utilizada nas misturas optou-se pela técnica analítica conhecida como Estabilização Granulométrica para determinação dos limites líquidos e plásticos entre dois materiais, ao invés da realização de algum procedimento experimental. Nesta etapa, utilizou-se o Método de Rothfuchs descrito por BAPTISTA (1986). A partir de então, as misturas passaram a ser divididas em dois grupos, diferenciados pela presença ou não de cinza volante.

3.5.2.2 Dosagem da quantidade de cal

A definição da quantidade de cal a ser utilizada no projeto das misturas baseou-se no procedimento conhecido como determinação do "Lime Fixation Point", originalmente sugerido por HILT & DAVIDSON (1960). Desta forma, através de um ensaio geotécnico simples de caracterização como o ensaio de limite de plasticidade pôde-se avaliar de maneira preliminar a quantidade mínima de cal que satisfaz as necessidades básicas de trocas catiônicas do solo e da mistura solo-cinza. Procedeu-se a determinação do limite de plasticidade para o solo natural e para a mistura solo-cinza, fazendo-se com que ambos os materiais sofressem distintas adições de cal (0, 2, 4, 6, 8 e 10%).

Os limites de plasticidade foram determinados conforme o método descrito na norma NBR-7180 (ABNT, 1984b).

3.5.3 PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA PARA OS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA

A técnica de preparação dos corpos-de-prova segue basicamente àquela descrita por NÚÑEZ (1991) e utilizada por PRIETTO (1996). As atividades desenvolvidas nesta fase compreendem etapas de mistura, moldagem, acondicionamento, armazenagem e cura.

Para a mistura dos materiais, procedia-se inicialmente com a pesagem dos materiais, com resolução de 0,01 gf. No caso mais genérico das misturas contendo três materiais sólidos distintos, jamais prosseguia-se com a adição do último sem que estivesse garantida a

homogeneidade da mistura parcial entre os dois primeiros. A adição da cal, quando utilizada, sempre realizada por último. A água era sempre adicionada, gradualmente, depois de assegurada a completa homogeneização entre os materiais sólidos. Todas as misturas foram realizadas manualmente, com auxílio de uma espátula, no interior de uma bacia plástica. Tomou-se o máximo cuidado possível, durante os procedimentos de mistura, para evitar-se as perdas de umidade devido à evaporação.

As proporções entre os materiais sólidos necessários à cada mistura foram definidas em relação aos seus respectivos pesos secos. Além disso, convencionou-se que a soma dos percentuais dos materiais secos corresponderia à 100% do peso seco total dos materiais sólidos da mistura.

Na determinação da quantidade de material a ser utilizado para a confecção de cada corpo-de-prova, permitiu-se uma sobra de aproximadamente 10% sobre o total para a verificação do teor de umidade utilizado na etapa de moldagem.

Logo após a mistura, a amostra era compactada dinamicamente em três camadas no interior de um molde metálico tripartido de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, previamente lubrificado, de maneira que cada camada atingisse as especificações de densidade e teor de umidade definidas sobre as curvas de compactação. Antes da desmoldagem do corpo-de-prova, procedia-se a retirada da amostra para a determinação do teor de umidade com o material sobressalente da mistura, na bacia.

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 mediante a utilização de dois sacos plásticos. O primeiro, imediatamente em contato com o corpo-de-prova, era idêntico aos utilizados no acondicionamento de alimentos congelados e, por ser praticamente impermeável ao ar e água, garantia a manutenção do teor de umidade de moldagem da amostra e evitava o contato com o ar durante o decorrer do período de cura. O segundo, mais resistente, tinha unicamente a função de assegurar maior proteção mecânica.

Os critérios adotados para a aceitação dos espécimes, em relação aos parâmetros de moldagem como peso específico aparente seco máximo e teor de umidade (obtidos das curvas

de compactação), foram, respectivamente, $\pm 2\%$ e $\pm 3\%$ de tolerância sobre o valor a ser obtido. Espécimes moldados fora destas limitações eram descartados e procedia-se nova moldagem.

Os corpos-de-prova assim obtidos eram, então, identificados, armazenados e curados de acordo com o período de cura ao qual deveriam ser submetidos (7, 28, 90 ou 180 dias). Na impossibilidade de poder-se contar com um recinto com condições mais acuradas de controle de umidade e temperatura realizou-se o registro diário da temperatura ambiente, no compartimento onde os corpos-de-prova eram armazenados. Dessa forma foi possível determinar a temperatura média de cura para cada amostra. As faixas de variação ficaram em $22 \pm 2^\circ\text{C}$ e $22 \pm 4^\circ\text{C}$ para os corpos-de-prova destinados aos ensaios triaxiais e resistência à compressão simples e diametral, respectivamente. As perdas de umidade foram praticamente desprezíveis em função da utilização das embalagens plásticas citadas anteriormente.

3.5.4 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA

Com o intuito de identificar os principais elementos e produtos interessantes ao processo de estabilização do solo estudado submeteu-se amostras de cinza volante, cal de carbureto e uma marca comercial de cal hidratada à análise química.

A amostra de cinza volante foi analisada por espectrometria de fluorescência de raios X (SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 , CaO e K_2O), espectrometria de absorção atômica (MgO e Na_2O) e por combustão com detecção no infravermelho (C e S). Ainda foram realizadas as determinações de perda ao fogo, por gravimetria (NBR 5743) e pH (proporção 10g de amostra: 25 ml de água) por potenciometria.

As amostras de cal foram analisadas segundo a norma NBR 6473. Também foi efetuada a determinação de perda ao fogo, por gravimetria, sobre as amostras como recebidas (com umidade aparente).

Todos os ensaios acima referidos foram realizados pelo Departamento de Química Industrial do CIENTEC.

Foi determinado o pH de amostras extraídas de corpos-de-prova dos ensaios de resistência à compressão simples para correlação deste parâmetro de natureza química com a

respectiva grandeza física medida. Nesta etapa, seguiu-se o procedimento descrito por EADES & GRIMM (1966).

3.5.5 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

A fim de determinar características físicas de interesse na identificação e classificação das amostras, foram realizadas determinações de teor de umidade, densidade real dos grãos, granulometria e, especificamente para a cal, finura.

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, 1986a).

A massa específica real dos grãos foi determinada para o solo sem adição e para todas as misturas conforme o método descrito na NBR-6508 (ABNT, 1984d).

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

A finura da cal de carbureto foi determinada conforme o método descrito na NBR-9289 (ABNT, 1986b).

3.5.6 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

Posteriormente à especificação das distintas misturas a serem estudadas procedeu-se à realização dos ensaios de compactação para cada uma delas. Neste procedimento a energia de compactação não foi considerada como variável e todos os ensaios foram realizados para a Energia de Proctor Normal. Tais ensaios constituíram-se de notável importância para o programa experimental uma vez que os parâmetros de moldagem dos corpos de prova para os ensaios de resistência seriam posteriormente determinados através da adoção dos pares $(\gamma_{seco}; \omega)$ obtidos das curvas de compactação. Os ensaios foram executados conforme a NBR 7182 (ABNT, 1986c).

3.5.7 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA

3.5.7.1 Resistência à compressão simples

Para a realização dos ensaios de resistência à compressão simples seguiu-se, em linhas gerais, os procedimentos descritos na norma DNER-ME 180/94. Contudo, devido às peculiaridades dos materiais estudados neste trabalho e limitações nos equipamentos disponíveis procedeu-se as seguintes adaptações: (1) utilizou-se corpos-de-prova com dimensões reduzidas (vide Item 3.5.3) para redução do consumo de material utilizado à valores exequíveis pelo programa experimental, observando-se as relações altura versus diâmetro da amostra (2/1) e diâmetro máximo do agregado versus menor dimensão da amostra (1/4); (2) conduziu-se o ensaio com velocidade de deformação controlada (1,14 mm/min); (3) os parâmetros de moldagem dos corpos-de-prova foram definidos pelas curvas de compactação obtidas conforme descrito acima no item 3.5.6.

Neste procedimento foi utilizada uma prensa da marca Wykeham Farrance com capacidade máxima de 50 kN , adaptada para a utilização de anéis dinamométricos previamente calibrados de 3 e 6 kN. Após o ensaio, uma amostra era retirada do interior do corpo-de-prova para determinação do teor de umidade.

3.5.7.2 Resistência à compressão diametral

Para a realização dos ensaios de resistência à compressão diametral seguiu-se, em linhas gerais, os procedimentos descritos na norma DNER-ME 181/94. As mesmas adaptações citadas anteriormente na descrição dos ensaios de resistência à compressão simples fizeram-se pertinentes neste procedimento e foram igualmente adotadas.

3.5.7.3 Triaxial

Neste trabalho, o estudo do comportamento mecânico das misturas foi genericamente implementado mediante a realização de ensaios triaxiais convencionais, conduzidos sob carregamento estático, segundo trajetórias de tensões usuais à problemas relacionados ao projeto de fundações superficiais. Os experimentos foram realizados sob baixos níveis de tensões efetivas médias iniciais (20, 60 e 100 kPa) de maneira a adequar da melhor maneira

possível a representatividade do problema prático relacionado ao desempenho de fundações artificiais assentes sobre uma camada de solo estabilizado (e.g. THOMÉ, 1994; PRIETTO, 1996; SCHLIES JR., 1996).

O equipamento utilizado é descrito em detalhe no Item 3.4.

Os procedimentos gerais adotados na preparação e execução destes ensaios seguem os princípios originais descritos por BISHOP & HENKEL (1957) e HEAD (1982).

A fase 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 de aproximadamente 40 kPa, até que não fosse mais percebida a saída de bolhas de ar em uma proveta conectada ao topo do corpo-de-prova (essa etapa absorvia os turnos da tarde, noite e madrugada seguintes à instalação do corpo-de-prova no equipamento, e durava em geral 20 horas). (2) aplicação de uma contra-pressão, no topo do corpo-de-prova, de 350, 390 e 430 kPa, de acordo com a tensão efetiva média inicial a ser usada na fase de cisalhamento. A impossibilidade de trabalhar-se com um único valor para a contra-pressão é justificada pela limitação do sistema de geração de pressão do equipamento utilizado, limitado superiormente a uma pressão de trabalho de 450 kPa.

A aplicação da contra-pressão foi feita em incrementos de 50 kPa, ao mesmo tempo em que um aumento ligeiramente superior na pressão da 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. Visando a minimização dos danos provenientes da aplicação cíclica de um carregamento não-drenado sobre a estrutura dos espécimes (e.g. BRESSANI, 1990), procedeu-se geralmente quatro verificações, nos quatro últimos níveis possíveis, limitados superiormente pela contra-pressão a ser utilizada na fase de cisalhamento. A velocidade na execução desta etapa do ensaio foi bastante prejudicada pela utilização de um único transdutor de pressão para monitoramento da contra-pressão e pressão de confinamento. A duração desta etapa do ensaio ficou geralmente compreendida entre 4 e 5 horas.

A fase de consolidação consistiu de duas etapas: (1) aplicação da pressão de confinamento; (2) dissipação do excesso de poro-pressão induzido. O período de uma hora era, na maioria das vezes, tempo suficiente para a conclusão desta etapa.

Todas as misturas selecionadas para este experimento foram submetidas ao estágio prévio de consolidação isotrópica, anteriormente descrito, com a fase de cisalhamento sendo conduzida sob condições de carregamento com drenagem completa (ensaio tipo CID). A mistura principal contendo 4% de cal e 25% de cinza, moldada na umidade ótima, também foi submetida, posteriormente, a um conjunto de ensaios paralelos, conduzidos sob condições de carregamento não-drenado, durante a fase de cisalhamento (ensaio tipo CIU).

Todos os ensaios foram realizados segundo o procedimento de deformação controlada. A velocidade de deformação adotada para a fase de cisalhamento nos ensaios foi ajustada em 1,04%/hora, sendo este valor idêntico ao utilizado por PRIETTO (1996). Essa velocidade assegurou a perfeita drenagem nos ensaios CID e foi também adotada para garantir a homogênea distribuição do excesso de poro-pressão gerado durante o carregamento nos ensaios CIU. Dessa forma, a duração da fase de cisalhamento nos ensaios levou, no máximo, 8 horas para ser concluída (amostras moldadas sob parâmetros localizados no ramo úmido da curva de compactação). Na maioria dos casos, entretanto, esse tempo não superou 6 horas.

Os procedimentos mais específicos necessários à realização do ensaio, na fase de cisalhamento, são a seguir detalhados:

-Monitoramento da Poro-Pressão e da Pressão na Câmara: devido às limitações impostas pelo uso de um único transdutor de pressão para o monitoramento da poro-pressão no corpo-de-prova e da pressão no interior da câmara triaxial, regularmente, nos ensaios CID, conectava-se este dispositivo ao sub-circuito da pressão de confinamento para seu monitoramento. Comprovada a estabilidade desta leitura, os cálculos posteriores eram realizados supondo-se que esta medida manteve-se constante ao longo de todo o ensaio.

- Medições das Deformações Axiais: como as deformações axiais foram medidas, durante os ensaios triaxiais, por dois sistemas independentes (interno e externo), para a avaliação das deformações axiais considerou-se 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 externas e interna no ponto de transição de um sistema para o outro.

- Medição das Deformações Volumétricas: nos ensaios CID , partindo da hipótese de saturação completa, a variação volumétrica do corpo-de-prova foi medida através de uma dupla bureta de alta resolução conectada à linha de aplicação da contra-pressão ao corpo-de-prova. Esse equipamento era obviamente isolado, mediante apropriada utilização de um conjunto de válvulas, durante a fase de ruptura nos ensaios CIU.

- Instrumentação e Aquisição dos Dados: todo processo de aquisição de dados nos ensaios triaxiais, com exceção das medidas de variação volumétrica nos ensaios CID, foi automatizado.

- Correção dos Dados: para realização das correções de área e membrana procedeu-se conforme a abordagem sugerida por LA ROCHELLE et al. (1988).

Apesar da utilização de uma célula de carga externa, não foi realizada nenhuma correção para a força medida durante os ensaios, partindo-se do pressuposto que a utilização de um lubrificante aplicado sobre o pistão de carga era suficiente para eliminar quaisquer erros porventura decorrentes do atrito pistão/bucha da câmara triaxial.

3.5.8 FOTOMICROGRAFIA

A análise fotomicrográfica foi realizada sobre sub-amostras extraídas dos corpos de prova rompidos nos ensaios de resistência à compressão triaxial, de zonas distantes da superfície de ruptura (geralmente, a zona mais interna de uma das duas cunhas formadas pelo processo de ruptura dos corpos de prova). Este procedimento é embasado nos resultados obtidos por PRIETTO (1996), que estudou o mesmo solo desta pesquisa, estabilizado com cimento pozolânico. Segundo aquele autor parece não ser possível observar-se significativa diferença entre amostras retiradas do interior e da superfície de ruptura dos corpos-de-prova.

Depois da ruptura no equipamento triaxial, os corpos de prova eram submetidos a 48h de secagem em estufa de 60°C onde procurou-se cessar o processo de desenvolvimento de reações pozolânicas, via eliminação da umidade no interior da amostra. A extração das sub-amostras era feita, portanto, após esse passo intermediário, 30 dias após a data da moldagem.

A preparação das sub-amostras foi feita de acordo com os procedimentos gerais descritos por TOVEY (1986). A execução do experimento foi realizada no Laboratório de Metalurgia Física, da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, a partir da obtenção de imagens de elétrons secundários em um Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV), da marca PHILIPS.

3.6 MATERIAIS UTILIZADOS

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

3.6.1 O SOLO

O solo utilizado no presente trabalho foi coletado na localidade de Vila Scharlau, município de São Leopoldo, RS, numa antiga jazida de empréstimo, localizada ao longo da rodovia RS-240. Segundo NÚÑEZ (1991), que estudou os mecanismos de estabilização físico-química deste solo para emprego em pavimentação, trata-se de um solo residual de arenito pertencente à denominada Formação Botucatu. Aquele autor realizou uma extensa bateria de ensaios de caracterização para amostras coletadas em diversas profundidades e constatou a homogeneidade do material. A jazida apresenta um talude de aproximadamente 20 m de altura onde pode-se observar uma camada de 0,5 m de horizonte A, 2,5 m de horizonte B e os restantes 17 m de horizonte C saprolítico (NÚÑEZ, 1991). Para o presente estudo, as amostras foram coletadas a 5m de profundidade, em relação ao ponto mais alto do talude.

3.6.1.1 Propriedades Físicas

Na Tab. 3.2, a seguir, são apresentadas algumas das propriedades físicas do solo estudado, determinadas neste trabalho. Na Fig. 3.8 são apresentadas as curvas granulométricas do solo, obtidas com e sem uso de defloculante. Os parâmetros da curva granulométrica, diâmetro efetivo (D_{10}) e coeficiente de uniformidade (C_u), seguem as definições apresentadas por LAMBE & WHITMAN (1969).

Tabela 3.2 - Propriedades Físicas Médias do Solo

Massa específica real dos grãos (δ)	2,65 g/cm ³
Diâmetro efetivo (D_{10})	0,0028 mm
Coefficiente de uniformidade (C_u)	23
Limite de liquidez (LL)	22 %
Limite de plasticidade (LP)	17 %
Índice de plasticidade (IP)	5 %
% de Areia média ($0,42 < \phi < 2$ mm)	8 %
% de Areia fina ($0,074 < \phi < 0,42$ mm)	15 %
% de Silte ($0,005 < \phi < 0,074$ mm)	57 %
% de Argila ($\phi < 0,005$ mm)	20 %

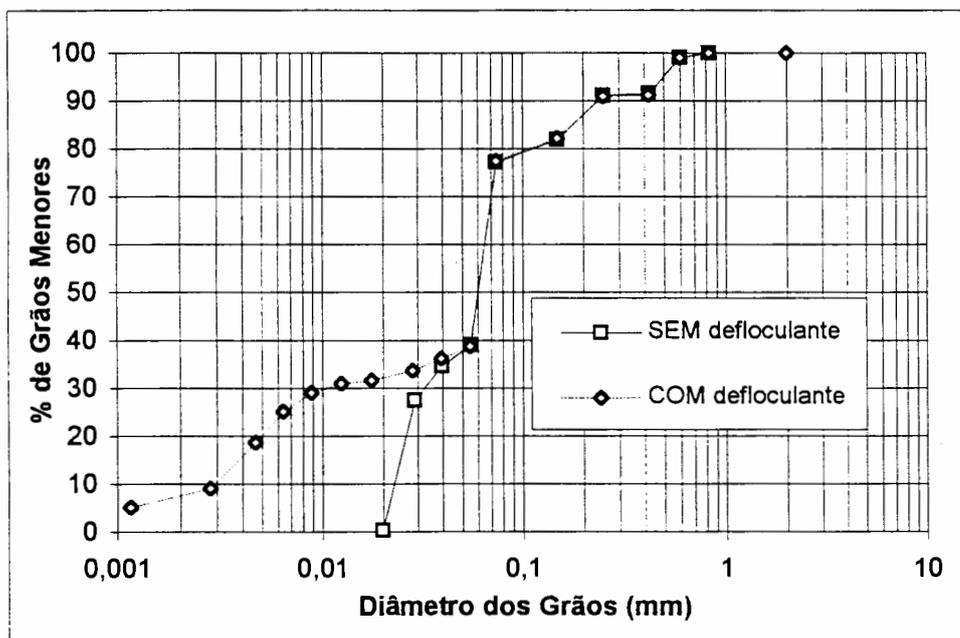


Figura 3. 8 - Curvas de distribuição granulométricas do solo (com e sem defloculante)

3.6.1.2 Mineralogia e Propriedades Físico-químicas

A Tab. 3.3 apresenta as principais características físico-químicas do solo estudado e, em especial, a mineralogia e composição química da fração argila. De acordo com esses dados, predomina na fração argila o mineral caolinita (PRIETTO, 1996). De acordo com os critérios estabelecidos por VERDADE, citado por NUÑEZ (1991), os valores de k_i e k_r também sugerem uma predominância de argilo-minerais do tipo 1:1, com a possível ocorrência de alguma quantidade de minerais do tipo 2:1 e de óxidos, especialmente de alumínio.

Tabela 3.3 - Propriedades Físico-químicas e Mineralógicas do solo (NUÑEZ, 1991)

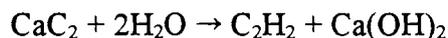
Difratograma de Raios-X da Fração Argila	Fração Cristalina	15,70 %
	Caolinita	9,20 %
	Hematita	3,20 %
	Micas e ilita	2,10 %
	Quartzo	1,20 %
	Fração Amorfa	84,30 %
Análise Química da Fração Argila	Si O ₂	9,70 %
	Al ₂ O ₃	6,69 %
	Fe ₂ O ₃	1,21 %
	Si O ₂ / Al ₂ O ₃ (ki)	2,46 %
	Si O ₂ / R ₂ O ₃ (kr)	2,21 %
	Al ₂ O ₃ / Fe ₂ O ₃	8,67 %
Análise Físico-química do Solo	<i>pH</i>	4,7 (ácido)
	Matéria orgânica	0 %
	<i>CTC</i>	3,01 mequiv/100g

3.6.2 OS RESÍDUOS

Os materiais utilizados nesta pesquisa para a promoção dos mecanismos de estabilização físico-química do solo residual de arenito são resíduos industriais oriundos da Termelétrica Presidente Médici (cinza volante) e da empresa White-Martins Gases Industriais S.A. (cal de carbureto).

3.6.2.1 A cal de carbureto

O material denominado neste trabalho como cal é, na realidade, o sub-produto resultante da reação química entre o carbureto de cálcio e água, para obtenção do gás acetileno. Este processo é representado quimicamente pela reação:



3.6.2.1.1 Propriedades Físicas e Químicas

Mais conhecido pelo nome de cal de carbureto, este produto apresenta características químicas semelhantes às das cals comerciais, uma vez que é composto basicamente por óxido de cálcio (CaO), encontrado na forma de hidróxido (Ca(OH)₂). De fato, poucas marcas de cal hidratada, comercializadas no Rio Grande do Sul, conseguem apresentar tal homogeneidade química, devido à própria natureza dolomítica dos calcários aqui explorados e

às condições decorrentes da falta de controle sobre o processo de produção. Entretanto, sob o ponto de vista físico, concentram-se as maiores restrições técnicas ao uso deste resíduo. O elevado teor de umidade que o material apresenta aliado à sua baixa finura constituem-se nas maiores limitações. Sua coloração cinza-claro, com tom levemente azulado, também contribui negativamente para sua aceitação, ainda que essa seja uma restrição puramente estética, embasada na tradicional associação do produto comercial à coloração branca. A Tab. 3.4, a seguir, apresenta um resumo das principais características deste resíduo, determinadas neste trabalho, e de uma marca comercial de cal hidratada, para fins de comparação.

Tabela 3.4 - Características Físicas e Químicas da cal de carbureto

Tipo de cal		Cal de carbureto	Cal comercial
Características Químicas	Óxido de cálcio (CaO)	49,2 %	39,2 %
	Óxido de cálcio disponível (CaO)	48,5 %	32,6 %
	Óxido de magnésio (MgO)	0,1 %	27,2 %
	Óxido totais na base de não-voláteis (CaO + MgO)	96,6 %	82,1 %
	Resíduo insolúvel	0,7 %	13,0 %
	Perda ao fogo (1000 °C)	49,0 %	19,2 %
Características Físicas	Material retido na peneira nº 30 (0.59 mm)	12,7 %	-
	Material retido na peneira nº 200 (0.075 mm)	56,6 %	-
	Teor de umidade (<i>in natura</i>)	46,8 %	0,3 %

Os valores de óxidos totais na base de não-voláteis foram calculados de acordo com a NBR 7176/1986d, que fixa as características exigíveis no recebimento de cal hidratada destinada a ser empregada em argamassas para a construção civil.

3.6.2.2 A cinza volante

A cinza volante utilizada neste trabalho é oriunda da Usina Termelétrica Presidente Médici, localizada no município de Candiota, RS. Este material, proveniente da queima do carvão pulverizado, é atualmente comercializado a preços inferiores a R\$10,00/ton., a despeito de sua excelente capacidade pozolânica, devido, principalmente, à inconveniência decorrente de sua inexpressiva utilização, quando comparada à quantidade total produzida.

3.6.2.2.1 Propriedades Químicas:

A cinza estudada é constituída basicamente por óxidos de Silício, Alumínio e Ferro. A baixíssima quantidade de carbono orgânico aliada à reduzida perda ao fogo denotam a qualidade da queima da matéria-prima carbonífera na usina. Conforme estudos do CIENTEC,

em seu Projeto CICASOL (ZWONOK & CHIES, 1986), a qualidade das cinzas volantes produzidas no Estado é bastante superior às especificações internacionais e apresentam uma pequena variabilidade quanto à essas características. A Tab. 3.5 apresenta um resumo das propriedades químicas determinadas.

Tabela 3.5 - Características Físico-químicas da cinza volante

Óxido de silício (SiO ₂)	67,1%
Óxido de alumínio (Al ₂ O ₃)	21,3 %
Óxido de ferro (Fe ₂ O ₃)	7,2 %
Óxido de cálcio (CaO)	0,79 %
Óxido de potássio (K ₂ O)	1,87 %
Óxido de magnésio (MgO)	0,77 %
Óxido de sódio (Na ₂ O)	0,19 %
Óxido de enxofre (SO ₃)	0,10 %
Carbono (C)	< 0,05 %
Perda ao Fogo (1000 °C)	0,46 %
pH (29 °C)	4,8
CTC (mequiv/100g)	2,4

3.6.2.2.2 Propriedades Físicas:

Na Tab. 3.6, a seguir, são apresentadas algumas das propriedades físicas da cinza volante. Na Fig. 3.9 são apresentadas as curvas granulométricas deste resíduo, obtidas com e sem uso de defloculante.

Tabela 3.6 - Propriedades Físicas Médias da cinza volante

Massa específica real dos grãos (δ)	2,03 g/cm ³
Diâmetro efetivo (D_{10})	0,0050 mm
Coefficiente de uniformidade (C_u)	7
Limite de liquidez (LL)	NP
Limite de plasticidade (LP)	NP
Índice de plasticidade (IP)	-
% de Areia média ($0,42 < \phi < 2$ mm)	1 %
% de Areia fina ($0,074 < \phi < 0,42$ mm)	15 %
% de Silte ($0,005 < \phi < 0,074$ mm)	74 %
% de Argila ($\phi < 0,005$ mm)	10 %

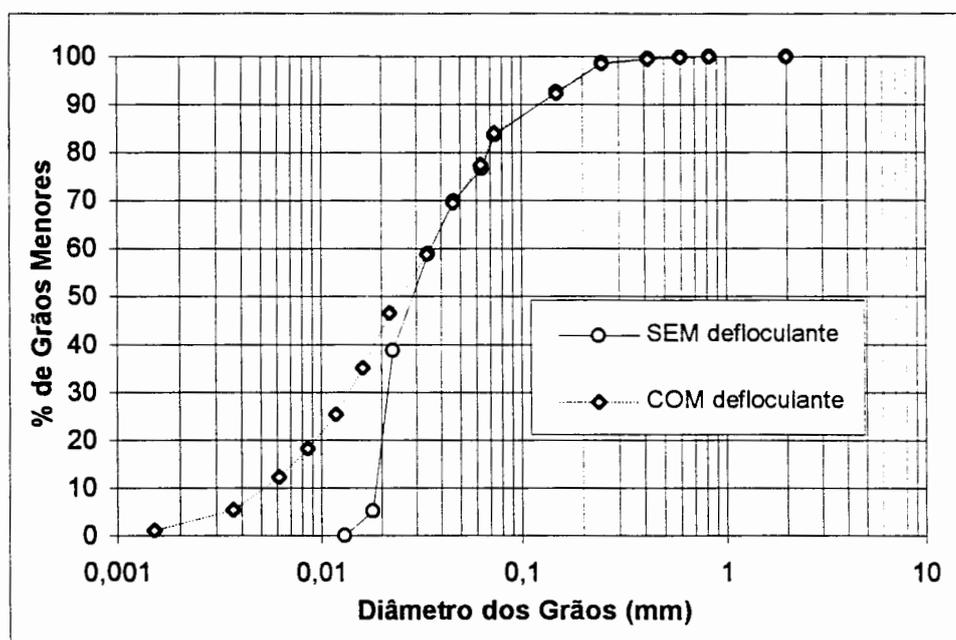


Figura 3.9 - Curvas de distribuição granulométricas da cinza volante (com e sem defloculante)

3.6.3 A ÁGUA

Na moldagem dos corpos-de-prova para os ensaios de resistência e compactação foi utilizada água potável proveniente da rede pública de abastecimento, sem tratamento adicional. Água destilada foi utilizada para a determinação do pH das misturas e nos ensaios de caracterização, quando especificado no respectivo método de ensaio.

3.6.4 FOTOMICROGRAFIA DOS MATERIAIS

A Foto 3.1 apresenta a fotomicrografia do solo residual de arenito, com aumento de 500 vezes, obtida a partir de imagens de elétrons secundários de um Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV), onde percebe-se a superposição da fração fina do solo estudado sobre as partículas de maior granulometria. Na Foto 3.2 pode-se perceber de maneira especial o tipo de argilomineral presente. A sub-amostra utilizada para a microscopia do solo foi extraída de um corpo-de-prova do solo natural compactado na umidade ótima numa energia correspondente à de Proctor Normal, com os parâmetros de compactação apresentados por NUÑEZ (1991) para esta energia: $\gamma_{seco/MAX} = 17,40 \text{ kN/m}^3$ e $\omega_{ótima} = 15,9 \%$.

A Foto 3.3 mostra a fotomicrografia da cal de carbureto realizada sobre a amostra no estado solto, na mesma condição em que seria utilizada para a confecção dos corpos-de-prova de resistência, conforme descrito anteriormente no Item 3.5.1.

A Foto 3.4 mostra a fotomicrografia da cinza volante realizada sobre a amostra no estado solto, conforme citado anteriormente para a cal de carbureto. Notando-se, especialmente, a morfologia esférica das partículas (esferólitos vítreos) mesmo numa faixa granulométrica bastante reduzida.

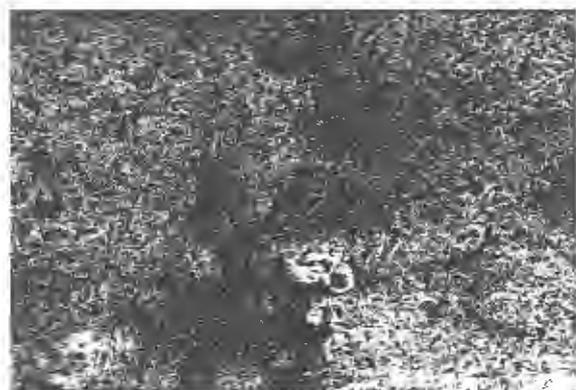


Foto 3. 1 - Fotomicrografia do solo residual
(Aumento: 500 vezes; Largura da foto: 227 μm)

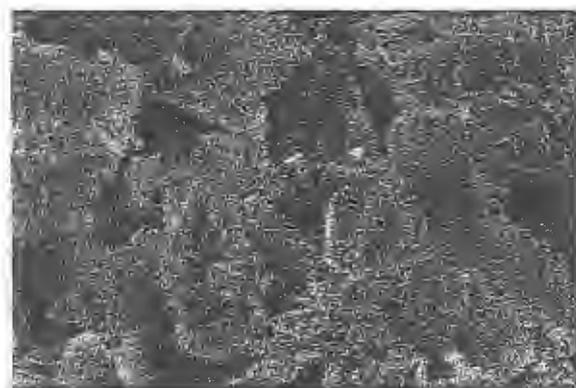


Foto 3. 2 - Fotomicrografia do solo residual
(Aumento: 4400 vezes; Largura da foto: 26 μm)

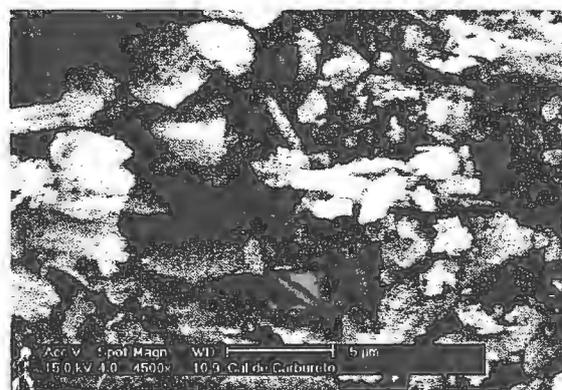


Foto 3. 3 - Fotomicrografia da cal de carbureto
(Aumento: 4500 vezes; Largura da foto: 24 μm)

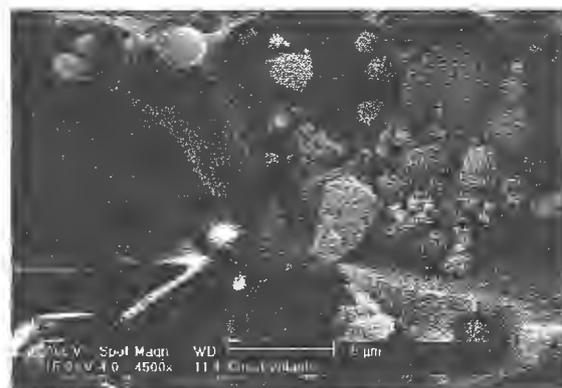


Foto 3. 4 - Fotomicrografia da cinza volante
(Aumento: 4500 vezes; Largura da foto: 24 μm)

CAPÍTULO 4

RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1 DEFINIÇÃO DAS MISTURAS

4.1.1 INTRODUÇÃO

Conforme o TRB (1976), os teores de cal e cinza volante utilizados em misturas solo-cinza-cal são geralmente designados como um percentual, em peso seco, do total da mistura (i.e., 4% cal, 16% cinza volante, 80% solo). Essa mesma convenção será adotada, neste trabalho, para a definição das misturas estudadas.

4.1.2 DEFINIÇÃO DA QUANTIDADE DE CINZA VOLANTE:

A utilização do método de Rothfuchs para dois materiais (BAPTISTA, 1986), inicialmente adotado para a estabilização granulométrica do solo residual de arenito, resultou numa proporção entre o solo e a cinza volante onde a quantidade deste resíduo deveria corresponder a, aproximadamente, 2/3 do total de materiais sólidos secos da mistura resultante.

Conforme o TRB (1976), a proporção selecionada para os materiais numa mistura solo-cinza-cal deve garantir que essa mistura: (1) apresente resistência e durabilidade adequadas ao seu propósito de utilização; (2) seja de fácil manuseio e compactação; e (3) seja econômica. A escolha do teor de cal + cinza volante a ser adotado numa mistura solo-cinza-cal depende de muitas variáveis, mas, geralmente, varia de 12% a 30%. Solos finos geralmente requerem maiores percentagens de cal + cinza volante, ao passo que os requerimentos para agregados bem graduados situam-se no limite inferior da faixa anteriormente citada. Além disso, materiais mal graduados que apresentam menor diâmetro máximo dos grãos necessitam de quantidades de cal + cinza volante substancialmente maiores do que aqueles melhor graduados com maior diâmetro máximo.

Em virtude dessas considerações, adotou-se o teor de 25% para a definição da quantidade de cinza volante nas misturas estudadas, que, a partir deste momento, subdividem-se em dois grupos, diferenciados pela presença ou não deste resíduo. A Fig. 4.1 apresenta as curvas de distribuição granulométrica, obtidas sem a utilização de defloculante, do solo natural, da cinza volante, e da mistura solo + 25% cinza volante.

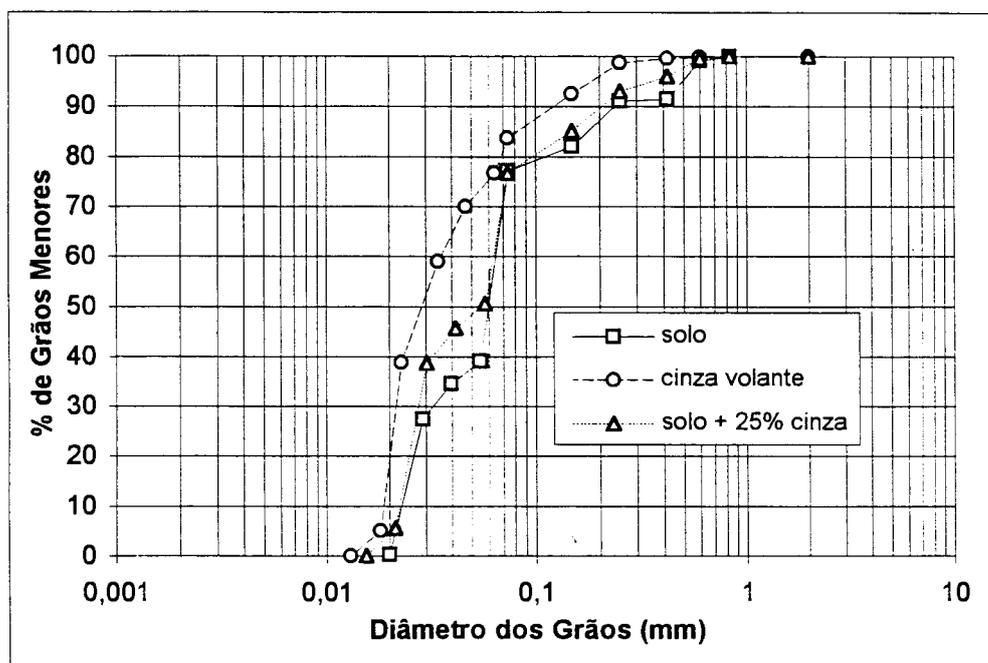


Figura 4. 1 - Distribuição granulométrica dos materiais (sem defloculante)

Posteriormente, convencionar-se-á que as misturas que não são constituídas por este resíduo serão prefixadas pela letra *S* (*solo*), ao passo que, as restantes, em contrapartida, pelas iniciais *CV* (*cinza volante*).

4.1.3 DEFINIÇÃO DA QUANTIDADE DE CAL DE CARBURETO:

A determinação das quantidades de cal de carbureto presentes nas misturas foi estabelecida segundo o princípio do “Lime Fixation Point” (HILT & DAVIDSON, 1960). Segundo estes autores, algumas experiências obtidas na estabilização de solos argilosos têm demonstrado que a adição de pequenas quantidades de cal melhoram consideravelmente a trabalhabilidade mas contribuem muito pouco no ganho de resistência das misturas, ao passo que, maiores quantidades de cal também melhoram as características de resistência e capacidade de suporte destes solos. Isto indica que a adição de cal ao solo precisa, originalmente, satisfazer uma afinidade inicial do solo pela cal, afinidade esta denominada de

“*Lime Fixation*¹”. Os autores observaram ainda que, em alguns solos argilosos, a adição de cinza volante juntamente com a cal causa um aumento ainda mais significativo na resistência.

A Fig. 4.2 apresenta os resultados obtidos experimentalmente da variação do limite de plasticidade com a adição de distintos teores de cal de carbureto, para o solo natural (*S*) e para a mistura solo + 25% cinza volante (*CV*).

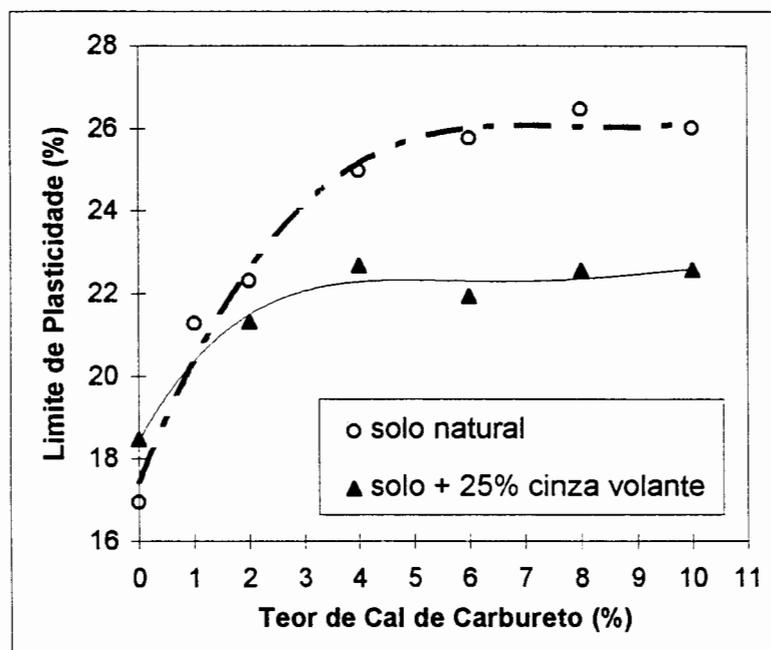


Figura 4. 2 - Variação do Limite de Plasticidade com o Teor de Cal de Carbureto nas misturas

Pode-se perceber que a adição de cal de carbureto ao solo natural (*S*), mesmo para os teores mais elevados deste resíduo, provoca um pequeno aumento do limite de plasticidade, de 17% para, aproximadamente, 26%. Esta baixa sensibilidade é característica de solos constituídos predominantemente por argilo-minerais da família das caolinitas (HILT & DAVIDSON, 1960). Apesar disso, a variação resultante é suficiente para que se possa estabelecer, ainda que de maneira aproximada, uma estabilização do limite de plasticidade a partir de um determinado teor de cal de carbureto, nesse caso, possivelmente compreendido entre 4% e 6%.

A adição de cinza volante diminui ainda mais a sensibilidade da mistura às adições de cal de carbureto provocando uma variação máxima no limite de plasticidade inferior a 5%. Neste caso, a capacidade de retenção de cal de carbureto parece estar compreendida entre os

¹ A expressão “Retenção de Cal”, talvez, seja mais apropriada para a denominação do fenômeno envolvido, em Português.

teores de 2% e 4% deste resíduo, para a mistura solo + 25% cinza volante (*CV*).

No intuito de assegurar uma quantidade de cal de carbureto mínima, para as misturas constituídas pelo solo adicionado de cinza volante (*CV*), onde, efetivamente, possa ser assegurado o desenvolvimento de reações pozolânicas, com conseqüente aumento de resistência com o tempo de cura, optou-se pela utilização da percentagem de 4% de cal de carbureto, como limite inferior para a confecção destas misturas. Além deste, outros dois teores, 7% e 10%, foram utilizados para análise da influência do teor de cal de carbureto na resistência à compressão simples.

A partir de então, pode-se definir esquematicamente as misturas estudadas, de acordo com a quantidade presente de cada um dos materiais sólidos envolvidos. A Tab. 4.1 apresenta as misturas utilizadas com suas nomenclaturas e percentagem de materiais constituintes. O número índice localizado à direita das letras *S* e *CV* representa a percentagem de cal de carbureto presente na mistura.

Uma mistura de referência (*S*₄), constituída pelo solo natural + 4% cal de carbureto também foi adotada, no intuito de permitir a comparação com aquela, anteriormente estabelecida, onde 25% do solo natural fora substituído por cinza volante (*CV*₄).

Tabela 4. 1 - Identificação das Misturas*

Código	Cal de Carbureto (%)	Cinza Volante (%)	Solo (%)
<i>S</i> ₀	0	0	100
<i>S</i> ₄	4	0	96
<i>CV</i> ₀	0	25	75
<i>CV</i> ₄	4	25	71
<i>CV</i> ₇	7	25	68
<i>CV</i> ₁₀	10	25	65

*(relações definidas em termos de peso de material sólido seco)

As misturas solo-cinza-cal estudadas neste trabalho (*CV*₄, *CV*₇ e *CV*₁₀) apresentam relações cal (/) cinza volante e cal (+) cinza volante compreendidas entre as faixas 1:2,5 a 1:6 e 29% a 35%, respectivamente.

4.2 CARACTERÍSTICAS DE COMPACTAÇÃO

A Fig. 4.3 apresenta, a seguir, as curvas de compactação de todas as misturas estudadas. Como a energia de compactação não foi considerada como uma das variáveis, no presente trabalho, cabe salientar que todas as curvas foram obtidas mediante o emprego do esforço de compactação correspondente àquele especificado pela energia de Proctor Normal. Os parâmetros de compactação ($\gamma_{seco\ máx}$; $\omega_{ótima}$) de cada uma das misturas são, igualmente identificados.

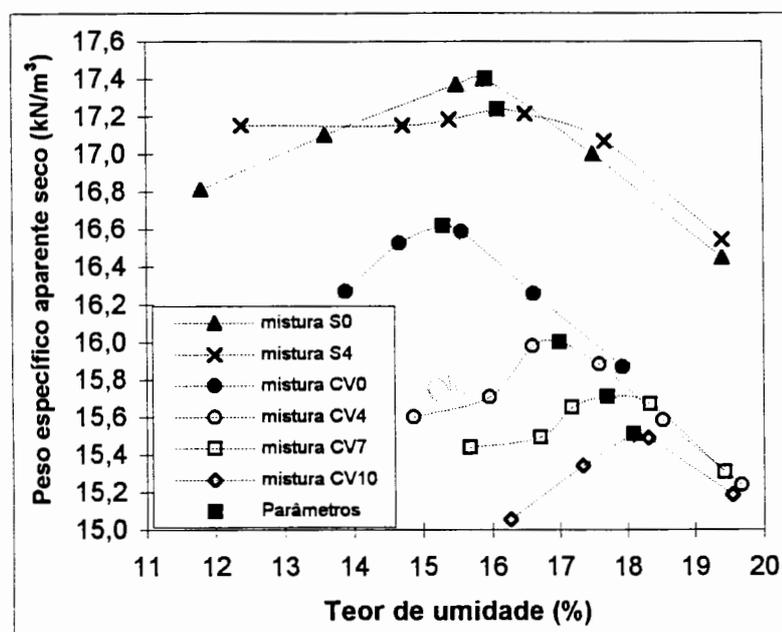


Figura 4.3 - Curvas de compactação das misturas (Energia: Proctor Normal)

Em linhas gerais, percebe-se que a adição de cal de carbureto provoca uma redução do peso específico aparente seco máximo e um aumento da umidade ótima de compactação para a energia utilizada, em todas as misturas onde este resíduo encontra-se presente (S_4 , CV_4 , CV_7 e CV_{10}). Este comportamento é amplamente relatado em outros trabalhos sobre Estabilização de Solos com Cal, onde o aditivo utilizado é geralmente a cal hidratada comercial (e.g. TRB, 1987; NUÑEZ, 1991; KÉZDI, 1979).

A adição de cinza volante, isoladamente, ao solo natural (mistura CV_0), por sua vez, também acarreta uma razoável diminuição no peso específico aparente seco (e.g. HAN, 1996; KANIRAJ & HAVANAGI, 1996), acompanhado de uma pequena redução da umidade ótima de compactação.

Uma comparação interessante em relação à influência da cinza volante pode ser avaliada observando-se o comportamento das misturas que contém 4% de cal de carbureto (S_4 e CV_4). Nestas misturas, onde a quantidade de cal de carbureto é idêntica, a redução do peso específico aparente seco é muito mais evidente na mistura que contém cinza volante (CV_4). As reduções percentuais são, respectivamente, 0,9% e 3,7% para as misturas S_4 e CV_4 . De maneira similar, o acréscimo na umidade ótima é muito mais efetivo na mistura CV_4 , quando comparado àquele observado na mistura constituída pela adição de 4% de cal de carbureto ao solo natural (S_4). Percentualmente, esses aumentos são de 1,3% e 11,1% para as misturas S_4 e CV_4 , respectivamente.

4.3 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA

Os resultados dos ensaios de resistência realizados com as misturas estudadas são a seguir apresentados e discutidos, de acordo com suas particularidades, enfocando-se principalmente a influência das variáveis investigadas, especificamente, em cada um destes experimentos sobre a resposta observada no comportamento mecânico.

4.3.1 COMPRESSÃO SIMPLES

A realização dos ensaios de resistência à compressão simples teve três objetivos básicos: (1) analisar a interação das variáveis *tempo de cura* e *teor de cal de carbureto* no desenvolvimento das reações pozolânicas das misturas contendo solo, cinza volante e cal de carbureto (misturas CV); (2) servir como ferramenta de apoio para a escolha das misturas a serem estudadas nos ensaios de compressão triaxial; e (3) quantificar a influência das condições *densidade x umidade* sobre a resistência não-confinada da mistura CV_4 , para a idade de 28 dias de cura.

4.3.1.1 Efeito do Tempo de Cura e do Teor de Cal de Carbureto

A quantidade de cal presente nas misturas solo-cinza-cal constitui-se num dos fatores que influenciam diretamente no desenvolvimento de reações pozolânicas, e, por consequência, na cimentação produzida pelo mecanismo físico-químico da estabilização. Contudo, no estudo da estabilização de solos com cal e cinza volante, percebe-se claramente que este processo é influenciado pela interação com outras variáveis entre as quais poderia-se destacar: as

condições de cura (temperatura e umidade relativa), densidade, tempo de cura, relações cal(/)cinza e cal(+)cinza. No caso específico das misturas (*CV*), do presente trabalho, procurou-se investigar especificamente a interação do tempo de cura e da quantidade de cal de carbureto presente nas misturas, sobre a resistência à compressão simples.

A influência das condições de cura foi minimizada pelo acondicionamento dos corpos-de-prova em sacos plásticos impermeáveis ao ar e água sob variações conhecidas de temperatura, conforme descrito no Item 3.5.3. Os corpos-de-prova de cada uma das misturas foram moldados, neste experimento, nas suas respectivas condições de máximo peso específico aparente seco e umidade ótima, definidas pelas curvas de compactação. Além disso, manteve-se fixa a quantidade de cinza volante adicionada às misturas (25%), variando-se apenas a quantidade de cal de carbureto em detrimento de uma correspondente subtração na percentagem de solo presente. Dessa forma, procurou-se magnificar a importância das variáveis selecionadas, *tempo de cura* e *teor de cal de carbureto*, de maneira que suas respectivas influências pudessem ser observadas de maneira mais evidente sobre a resposta no comportamento mecânico.

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples realizados com as misturas (*CV*) são a seguir apresentados nas Fig. 4.4 e 4.5, onde, em cada uma delas, procura-se salientar, separadamente, a importância de cada uma das variáveis investigadas, muito embora o comportamento observado seja resultante da interação simultânea entre elas. Em adição, inclui-se também nestas figuras a média da resistência à compressão simples da mistura S_4 , para a idade de cura de 180 dias, em comparação com o valor obtido com a mistura CV_4 .

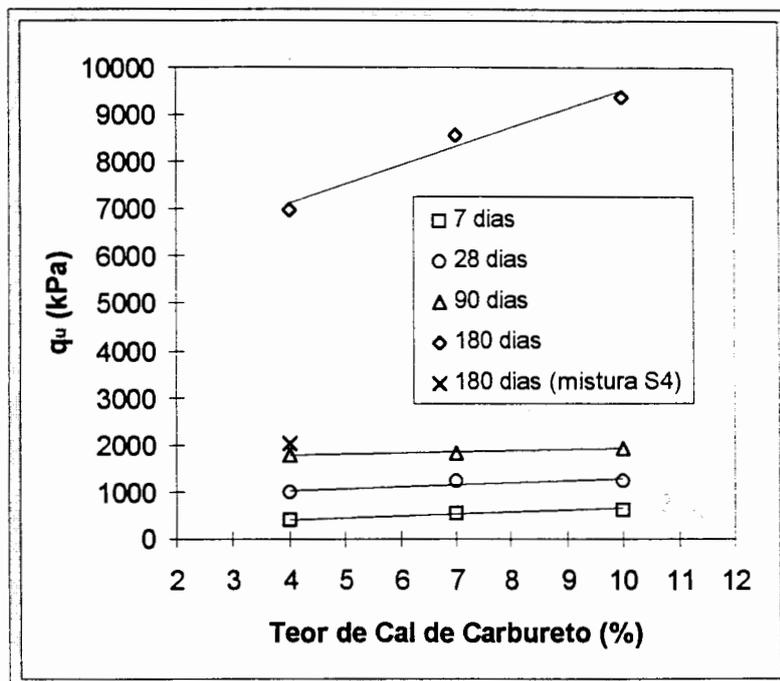


Figura 4. 4 - Influência do Teor de Cal de Carbureto sobre a Resistência à Compressão Simples das misturas para diversos períodos de cura.

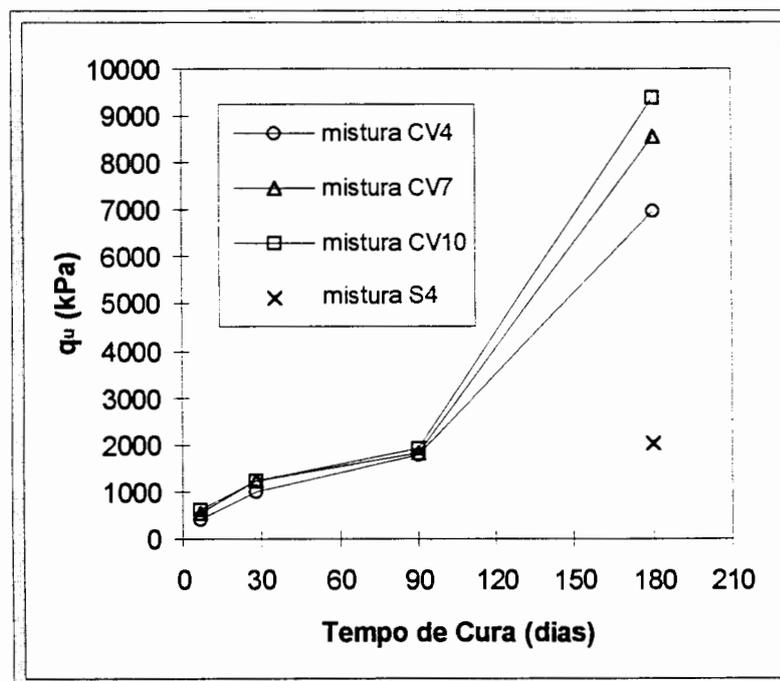


Figura 4. 5 - Influência do Tempo de cura na Resistência à Compressão Simples das misturas

Da análise dos gráficos apresentados nas Fig. 4.4 e 4.5, pode-se observar que: (1) O teor de cal de carbureto presente nas misturas contendo cinza volante (CV) não exerce influência significativa sobre os valores médios de resistência à compressão simples até a idade de 90 dias de cura; (2) Para a maior idade de cura adotada (180 dias), a resistência à

compressão simples é fundamentalmente dependente do teor de cal de carbureto, apresentando uma relação aproximadamente linear entre estas duas variáveis (Fig. 4.4), sendo maior para os teores mais elevados deste resíduo; (3) A taxa de crescimento da resistência com o tempo de cura não apresenta um valor constante de variação (Fig. 4.5), sendo maior no período compreendido entre as idades de 90 a 180 dias de cura, tampouco demonstra sinais evidentes de estabilização, para esses mesmos períodos de cura, e (4) os valores médios de resistência à compressão simples das misturas S_4 e CV_4 , contendo a mesma quantidade de cal de carbureto (4%), são absolutamente diferenciados pela presença ou não de cinza volante. Para a idade de 180 dias de cura, a resistência da mistura CV_4 , contendo os dois resíduos, é quase 3,5 vezes superior àquela da mistura destituída de cinza volante (S_4). Além disso, pode-se observar que a adição de cinza volante permite a obtenção de níveis semelhantes de resistência ($\cong 2$ MPa) num período de cura reduzido pela metade (Fig. 4.5).

4.3.1.2 Efeito das condições de moldagem (Densidade x Teor de umidade)

Um outro aspecto considerado relevante no processo de desenvolvimento da cimentação, no caso do presente trabalho, artificialmente introduzida nas misturas através dos mecanismos da estabilização pozolânica, diz respeito à influência que a densidade exerce nesse contexto. Por esse motivo, um experimento paralelo, de caráter bem mais restrito do que o apresentado anteriormente, foi realizado fixando-se, neste caso, as variáveis condições de cura, tempo de cura, e teores de resíduos utilizados nas misturas, variando-se apenas as condições de compactação das amostras, representadas pelos pares de parâmetros (γ_{seco} ; ω) obtidos na curva de compactação. Dessa forma, foram moldados corpos-de-prova da mistura CV_4 em distintas condições de densidade e teor de umidade, para a mesma energia de compactação, correspondente à de Proctor Normal, para uma idade de cura específica (28 dias). Estas restrições fizeram-se necessárias porque, de outra forma, a extensão do programa experimental tornaria sua execução virtualmente impraticável, para os propósitos do presente trabalho. Feitas essas observações, que porventura podem limitar a generalização dos resultados obtidos, apresenta-se a seguir, nas Fig. 4.6 e 4.7, gráficos com as relações *resistência à compressão simples x teor de umidade* e *peso específico aparente seco x teor de umidade*.

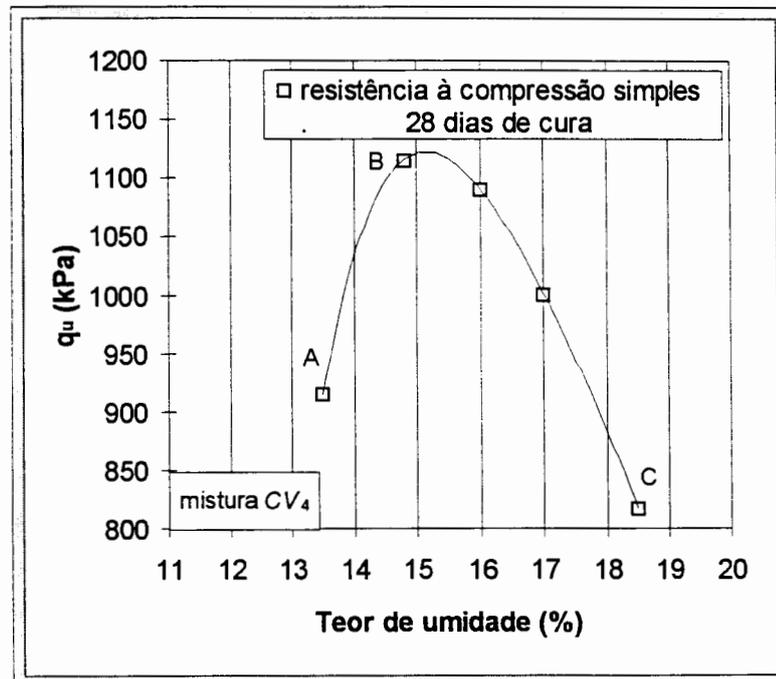


Figura 4. 6 - Relações *umidade* x *RCS* para a mistura *CV₄* (28 dias de cura)

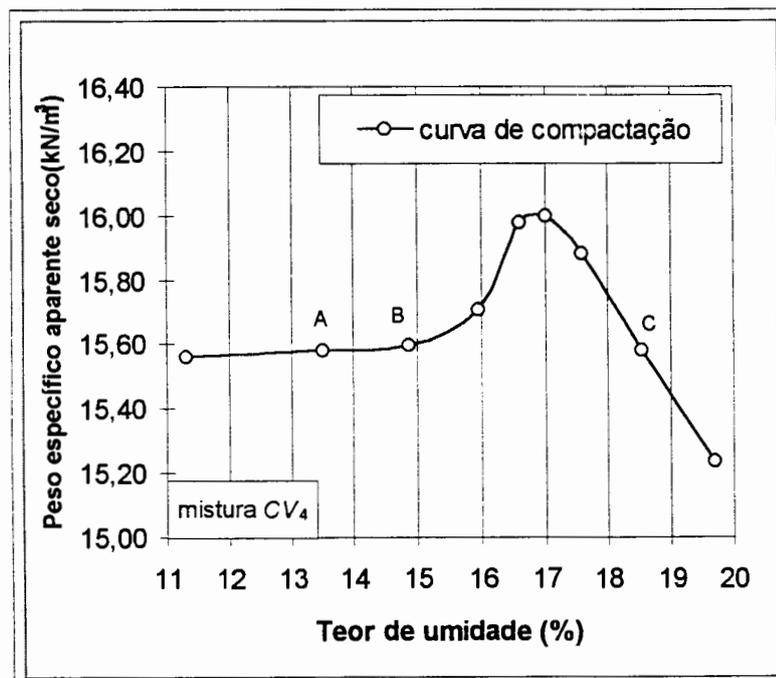


Figura 4. 7 - Curva de compactação da mistura *CV₄* (Energia: Proctor Normal)

Da análise dos gráficos apresentados nas Fig. 4.6 e 4.7, e, observando-se as considerações feitas anteriormente em relação às restrições do experimento, pode-se tecer as seguintes observações: (1) Não existe correlação entre a umidade ótima que possibilita a obtenção do máximo peso específico aparente seco e aquela associada ao valor máximo de resistência à compressão simples; (2) O máximo valor de resistência à compressão simples é

obtido mediante a compactação de corpos-de-prova com parâmetros de moldagem (γ_{seco} ; ω) determinados no ramo seco da curva de compactação, sendo ambos inferiores àqueles que determinam as condições de umidade ótima e máximo peso específico aparente seco. Numericamente, correspondem a 88% e 97%, respectivamente, dos valores observados para a umidade ótima e o peso específico aparente seco máximo, e (3) corpos-de-prova moldados com valores praticamente idênticos de peso específico aparente seco ($\cong 15,60 \text{ kN/m}^3$), porém, em distintos teores de umidade, representados pelos pontos A, B e C (Fig. 4.7), apresentam valores para a resistência à compressão simples de 915, 1115 e 817 kPa, respectivamente, sendo que o valor mais elevado (ponto B) é quase 40% maior que o correspondente ao ponto (quando no ramo úmido).

4.3.1.3 Comentários Finais

A continuidade do programa experimental, representada pela execução dos ensaios triaxiais, foi direcionada em função de alguns resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão simples. Sendo assim, o interesse principal concentrou-se, a partir de então, sobre as misturas contendo 4% de cal de carbureto (S_4 e CV_4), com ênfase para a mistura CV_4 , fixando-se o período de cura dos corpos-de-prova em 28 dias.

A escolha da idade de cura de 28 dias é justificada porque, vislumbrando-se a possibilidade de aplicação prática desta tecnologia em problemas de fundações, este parece ser um período razoavelmente tolerável na execução de camadas superficiais constituídas com o solo estabilizado.

Por outro lado, deu-se preferência à mistura CV_4 porque, mesmo para esse período de cura, ela já apresenta valores de resistência à compressão simples que poderiam ser enquadrados dentro do espectro observado para algumas rochas brandas (e.g. JOHNSTON & NOVELLO, 1993), contemplando-se, dessa forma, o aproveitamento racional dos dois resíduos estudados neste trabalho, simultaneamente. Além disso, como as resistências das misturas CV_4 , CV_7 e CV_{10} são bastante similares nas idades iniciais, a mistura CV_4 propiciaria um menor consumo de cal de carbureto, com semelhante desempenho.

4.3.2 COMPRESSÃO TRIAXIAL

Os ensaios triaxiais de compressão foram realizados no intuito de permitir a investigação de alguns aspectos considerados relevantes ao comportamento mecânico do material artificialmente cimentado, como a influência das *condições de drenagem* e do efeito combinado decorrente da adoção de diferentes parâmetros de *densidade e teor de umidade* na compactação (resultando em distintos arranjos micro-estruturais). Além desses, buscou-se também avaliar a influência do *grau de cimentação* e da *tensão efetiva média inicial*, sendo que, neste trabalho, cabe salientar, o grau de cimentação está intrínsecamente representado pela definição das quantidades de resíduos presentes nas misturas.

Entretanto, conforme já foi observado anteriormente, devido à necessidade de limitação do programa experimental, tais aspectos foram avaliados mediante a realização dos ensaios em sub-grupos paralelos, orientados de acordo com a variável de interesse. A Tab. 4.2 apresenta as misturas que foram ensaiadas sob cada um destes aspectos. Os parâmetros de compactação adotados para a mistura CV_4 , para análise da influência da condição micro-estrutural (variação da densidade e teor de umidade), são obtidos da curva de compactação desta mistura, conforme o gráfico apresentado na Fig. 4.8.

Tabela 4. 2 - Misturas Ensiadas em cada uma das Variáveis Investigadas nos Ensaio Triaxiais

EFEITO	VARIÁVEL ESPECÍFICA	FAIXA INVESTIGADA	MISTURA ENSAIADA
Nível de tensões efetivas	p_i	20, 60 e 100 kPa	CV_4^* , CV_0^* , S_4^* e $S_0^{*\Psi}$
Grau de cimentação	percentagens de resíduos utilizadas na mistura	cal de carbureto: 0 e 4% cinza volante: 0 e 25%	CV_4^* , CV_0^* , S_4^* e $S_0^{*\Psi}$
Micro-estrutura	parâmetros de compactação (γ_{seco} ; ω)	(15,60 kN/m ³ ; 14,8 %) (16,00 kN/m ³ ; 17,0 %) (15,60 kN/m ³ ; 18,5 %)	CV_4
Velocidade do carregamento	condição de drenagem	ensaio: drenado (CID) e não-drenado (CIU)	CV_4^*

(^{*}): corpos-de-prova compactados na umidade ótima e máximo peso específico aparente seco

(^Ψ): todos os dados referentes a essa mistura foram compilados de PRIETTO (1996)

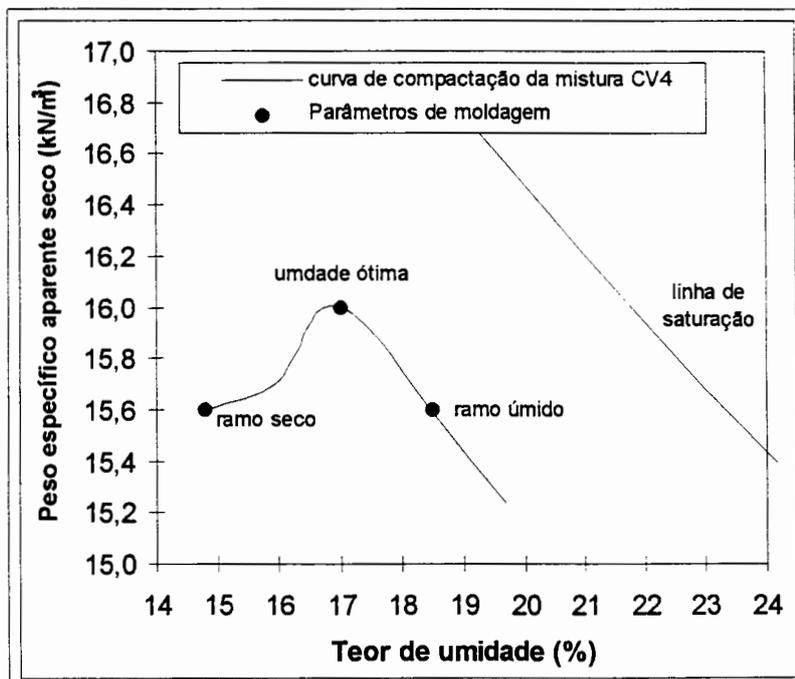


Figura 4.8 - Definição dos parâmetros de moldagem dos corpos-de-prova da mistura CV_4

As diferentes condições micro-estruturais da mistura CV_4 resultantes da compactação na umidade ótima e máximo peso específico aparente seco ou numa densidade inferior, porém em diferentes teores de umidade (ramo seco e ramo úmido), conforme apresentado na Figura 4.8, são ilustradas pelas fotomicrografias mostradas a seguir (Fotos 4.1, 4.2 e 4.3). Essas fotomicrografias, obtidas com microscópio eletrônico de varredura, foram realizadas em subamostras extraídas de corpos-de-prova ensaiados no equipamento triaxial imediatamente após a compactação, portanto, ainda não fundamentalmente influenciados pela cimentação de natureza pozolânica.

A seguir, são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais drenados e não-drenados, realizados sobre as misturas de interesse, conforme descrito na Tab. 4.2. A apresentação destes resultados, neste capítulo, está organizada de acordo com aspectos relacionados às condições de realização dos ensaios e, principalmente, às características básicas do comportamento geotécnico das misturas tais como ruptura, rigidez, condições de drenagem (no caso da mistura CV_4), deformação volumétrica e estado último. A discussão e análise do comportamento observado é realizada, posteriormente, no Capítulo 5.

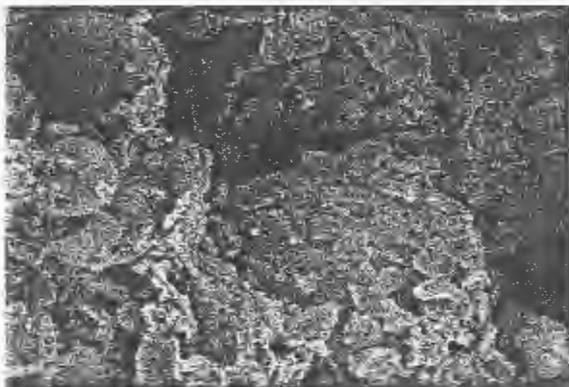


Foto 4. 1 - Mistura CV_4 compactada na Umidade Ótima (aumento: 1500x ; largura da foto: $75\mu\text{m}$)

Os resultados destes ensaios (sem cura, e executados para um único nível de tensões efetivas médias iniciais) são apresentados no Capítulo 5, juntamente com a análise dos resultados deste capítulo.



Foto 4. 2 - Mistura CV_4 compactada no Ramo Seco (aumento: 1500x ; largura da foto: $75\mu\text{m}$)

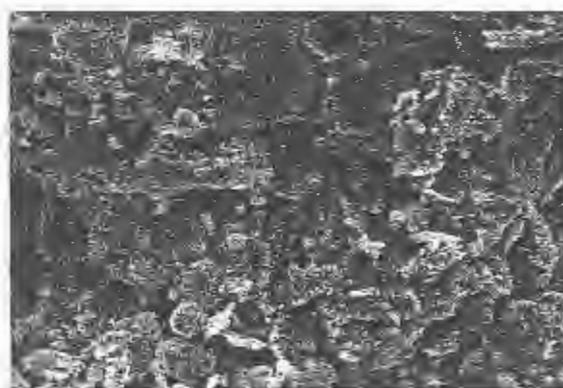


Foto 4. 3 - Mistura CV_4 compactada no Ramo Úmido (aumento: 1500x ; largura da foto: $75\mu\text{m}$)

4.3.2.1 Variação do Parâmetro B de Poro-pressão

Na presente pesquisa, a condição de saturação das amostras artificialmente cimentadas com resíduos industriais era arbitrariamente alcançada quando duas medições sucessivas do parâmetro B (SKEMPTON, 1954) não indicavam variação superior a 5%. A medição deste parâmetro sobre uma amostra do solo residual sem a adição dos resíduos resultou num valor de $B = 0,96$. A Tab. 4.3 apresenta os valores médios obtidos para cada mistura estudada.

Tabela 4. 3 - Parâmetro B das misturas estudadas

Mistura	S_0	CV_0	S_4	CV_4
B	0.96	0.84	0.71	0.65

A análise destes resultados mostra que o parâmetro B apresenta valores menores que a unidade, tanto menor quanto maior for a cimentação induzida pelos resíduos ou suas combinações.

Este comportamento está de acordo com a natureza intrínseca do parâmetro de poro-pressão, cujo valor depende, entre outros fatores, da rigidez estrutural do solo (e.g. PRIETTO, 1996), e é plenamente consistente com outras referências encontradas na bibliografia. Os valores de B , encontrados por aquele autor, para o mesmo solo do presente trabalho, artificialmente cimentado com cimento pozolânico, variavam de 0,95 a 0,68 de acordo com o teor de cimento utilizado (0% a 5%), respectivamente.

4.3.2.2 Curvas Tensão-Deformação Axial e Variação Volumétrica dos Ensaios Drenados

As figuras apresentadas a seguir mostram as curvas tensão-deformação plotadas no espaço deformação axial versus tensão desvio ($\varepsilon_a : q$) e as curvas correspondentes de variação volumétrica, no espaço deformação axial versus deformação volumétrica ($\varepsilon_a : \varepsilon_v$). A apresentação feita a seguir é segmentada de acordo com as variáveis de interesse, conforme discutido inicialmente, ainda assim respeitando a sub-divisão da Tab. 4.2.

4.3.2.2.1 Efeito do Nível de Tensões Efetivas Inicial

As Fig. 4.9, 4.11, 4.13 e 4.15 mostram as curvas $q \times \varepsilon_a$ para as misturas S_0 , CV_0 , S_4 e CV_4 , todas compactadas nas condições de umidade ótima e máximo peso específico aparente seco. No caso da mistura CV_4 , apresenta-se também os resultados das amostras compactadas com parâmetros definidos sobre os ramos seco e úmido da curva de compactação (Fig. 4.17 e 4.19).

As Fig. 4.10, 4.12, 4.14, 4.16, 4.18 e 4.20 mostram as curvas $\varepsilon_v \times \varepsilon_a$ correspondentes destes ensaios.

4.3.2.2.2 Efeito do Grau de Cimentação (quantidade de resíduos presente nas misturas)

As Fig. 4.21, 4.23 e 4.25 mostram as curvas $q \times \varepsilon_a$ das misturas CV_0 , S_4 e CV_4 , compactadas nas condições de umidade ótima e máximo peso específico aparente seco, respectivamente, para as tensões efetivas médias iniciais de 20, 60 e 100 kPa.

As Fig. 4.22, 4.24 e 4.26 mostram as curvas $\varepsilon_v \times \varepsilon_a$ correspondentes destes ensaios.

4.3.2.2.3 Efeito da Micro-estrutura (relações densidade x umidade)

As Fig. 4.27, 4.29 e 4.31 mostram as curvas $q \times \varepsilon_a$ da mistura CV_4 , compactada de acordo com os parâmetros apresentados anteriormente na Tab. 4.2 e, de maneira gráfica, pela Fig. 4.8, para cada um dos níveis de tensões efetivas médias iniciais utilizado (20, 60 e 100 kPa).

As Fig. 4.28, 4.30 e 4.32 mostram as curvas $\varepsilon_v \times \varepsilon_a$ correspondentes destes ensaios.

De maneira genérica, o comportamento tensão-deformação pode ser descrito como sendo muito rígido inicialmente, aparentemente linear, até um ponto de plastificação, a partir do qual o material experimenta deformações plásticas crescentes até a ruptura. Esse ponto de plastificação é notoriamente mais evidente nas amostras da mistura CV_4 moldadas no ramo úmido (Fig.4.19). O comportamento pós-ruptura caracteriza-se por uma queda da tensão desvio, mais intensa e rápida quanto maior o grau de cimentação e, no caso da mistura CV_4 , maior para as amostras moldadas na umidade ótima e no ramo seco da curva de compactação. A afirmação da existência de um estado último único onde a tensão desvio se aproxima de um valor estável com a deformação axial crescente parece ser comprometida pela influência exercida pelo grau de cimentação (Fig.4.21, 4.23 e 4.25). 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 (e.g. PRIETTO, 1996).

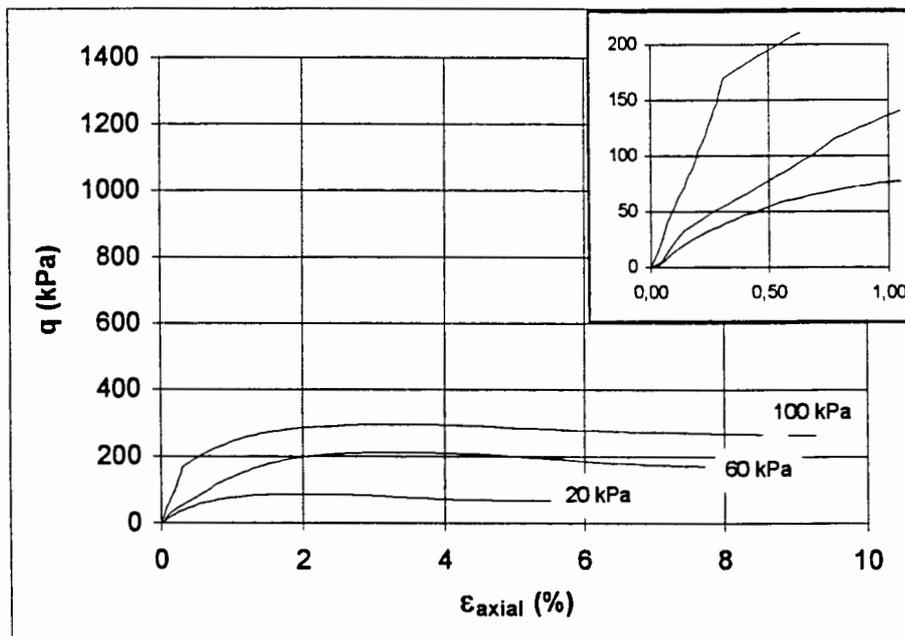


Figura 4. 9 - Deformação Axial x Tensão Desvio
Mistura S_0 (PRIETTO, 1996)

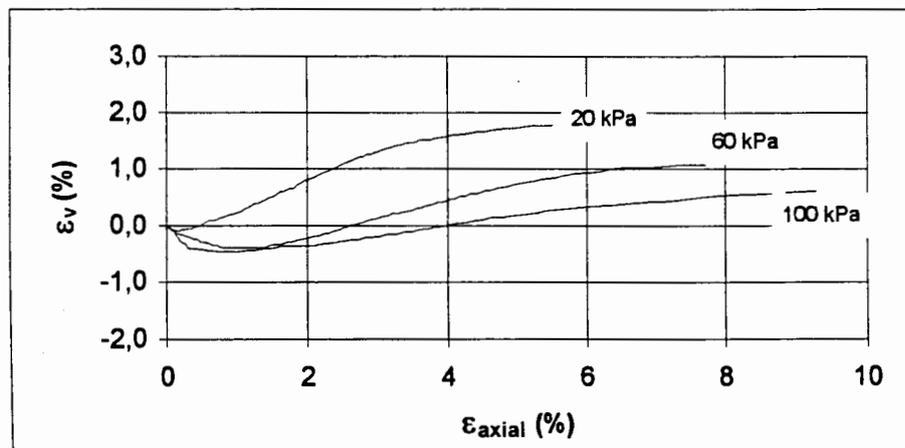


Figura 4. 10 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica
Mistura S_0 (PRIETTO, 1996)

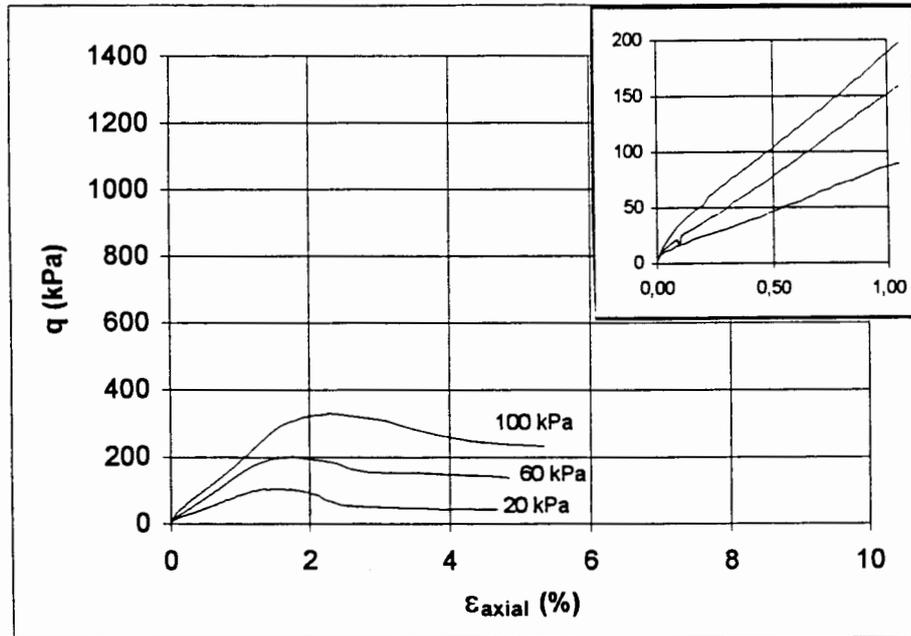


Figura 4.11 - Deformação Axial x Tensão Desvio
Mistura CV_0

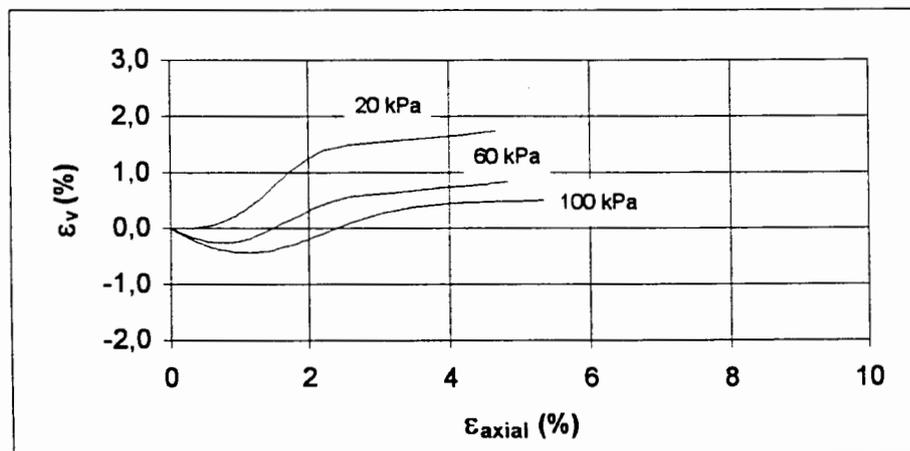


Figura 4.12 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica
Mistura CV_0

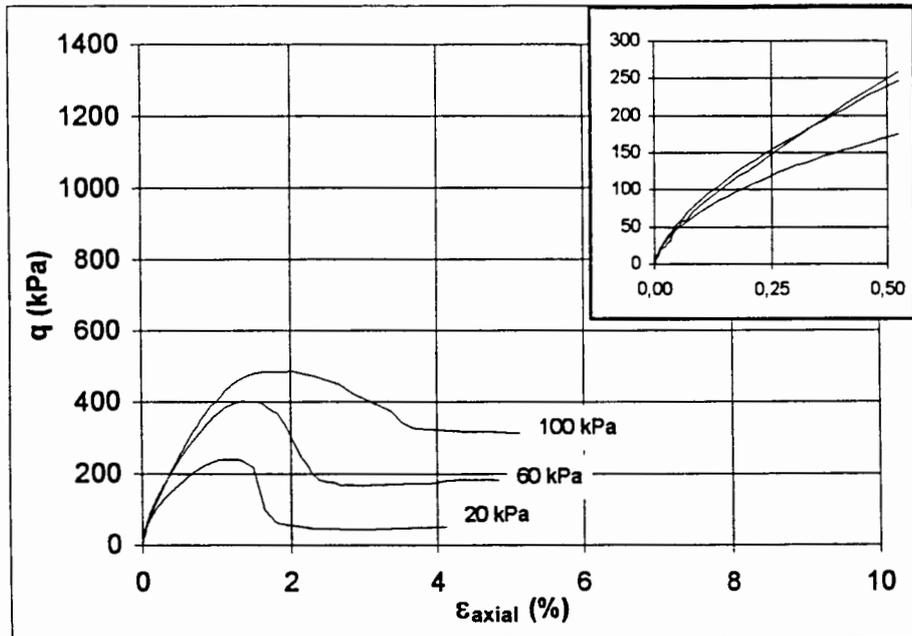


Figura 4.13 - Deformação Axial x Tensão Desvio
Mistura S_4

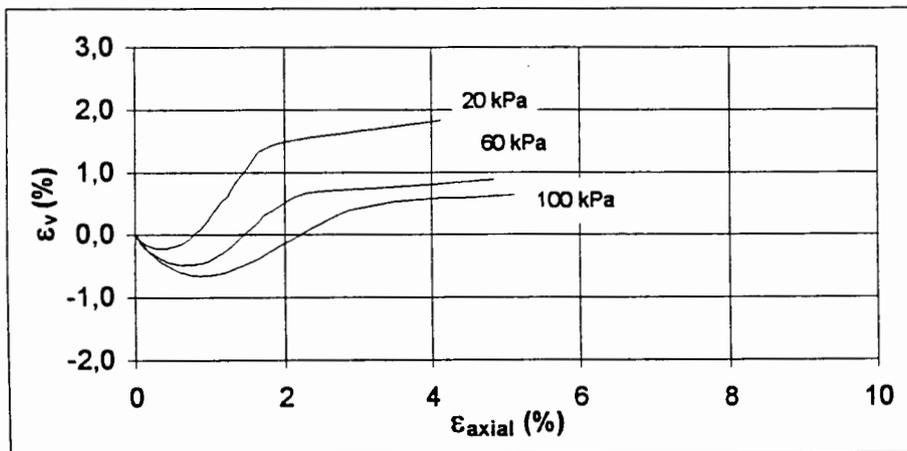


Figura 4.14 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica
Mistura S_4

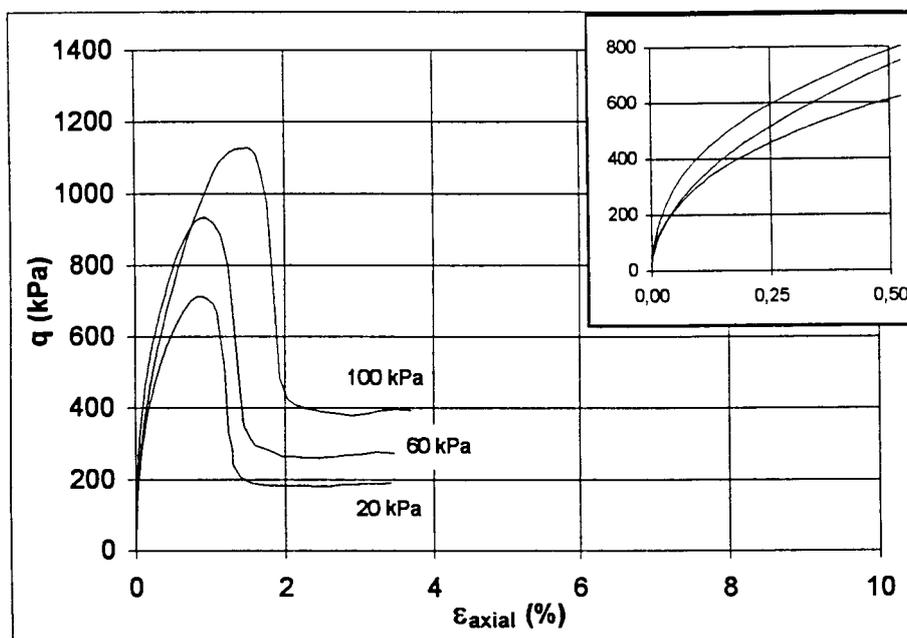


Figura 4. 15 - Deformação Axial x Tensão Desvio
Mistura CV_4

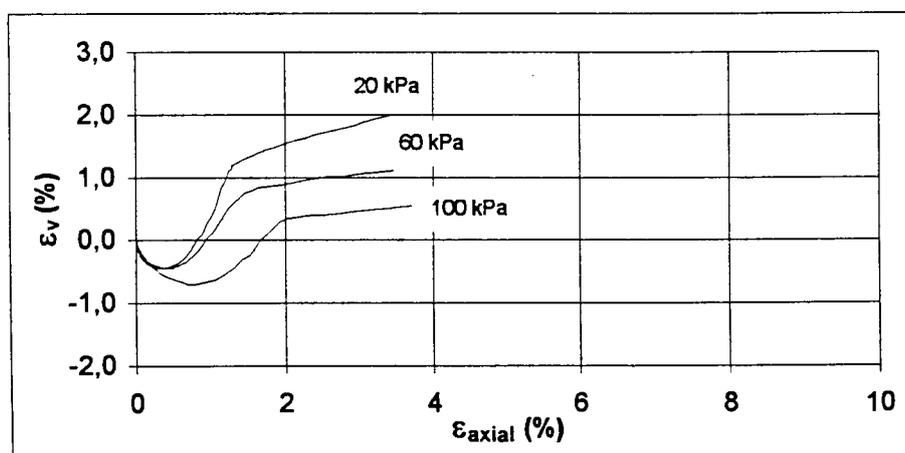


Figura 4. 16 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica
Mistura CV_4

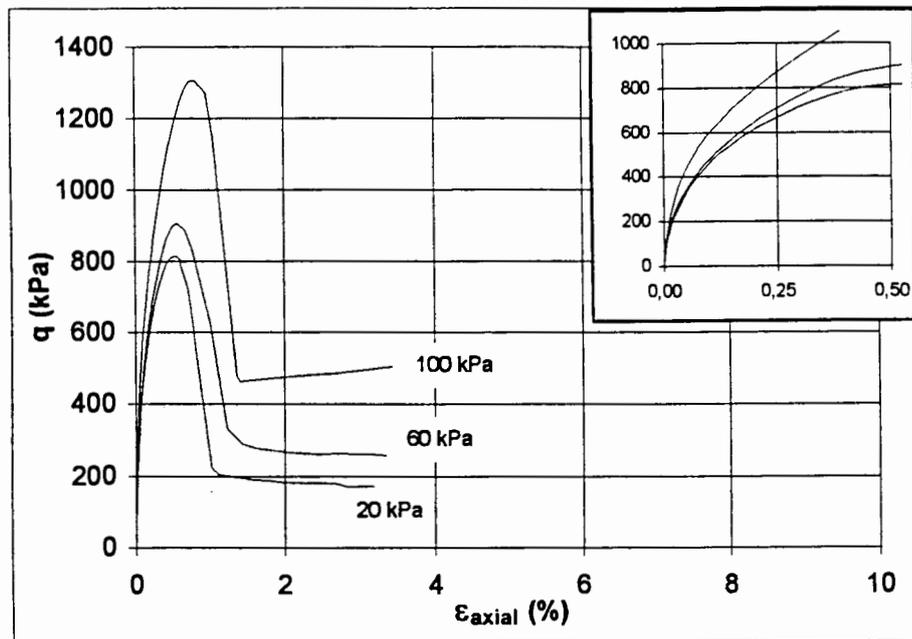


Figura 4.17 - Deformação Axial x Tensão Desvio
Mistura CV_4 (compactada no Ramo Seco)

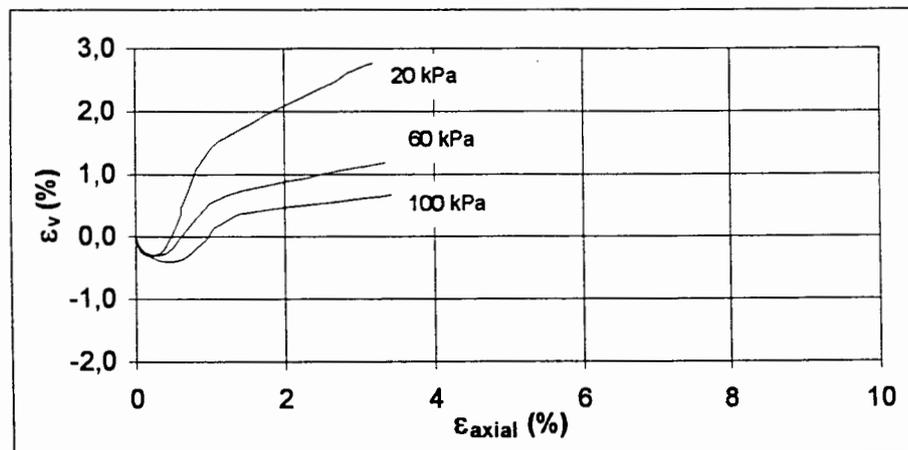


Figura 4.18 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica
Mistura CV_4 (compactada no Ramo Seco)

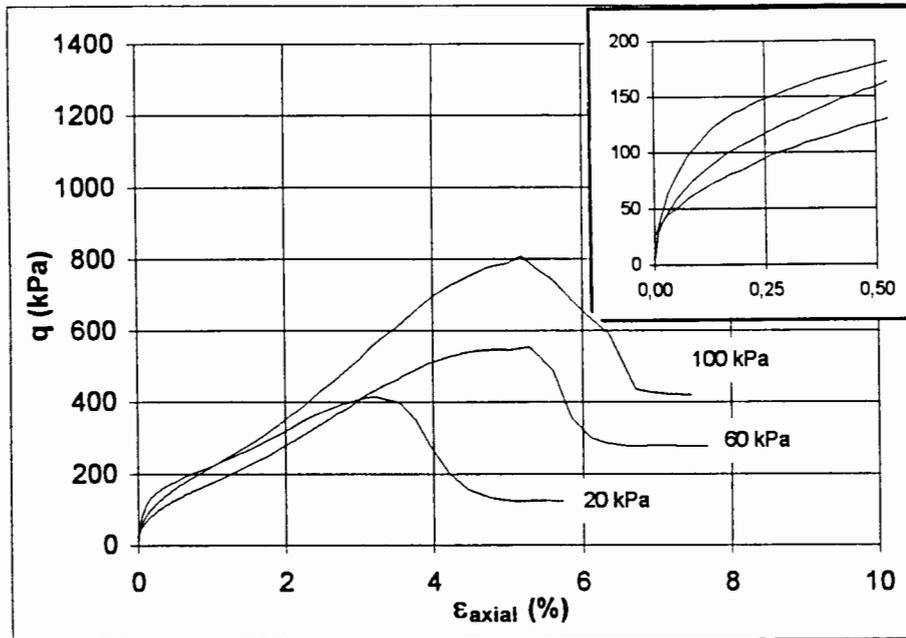


Figura 4. 19 - Deformação Axial x Tensão Desvio
Mistura CV_4 (compactada no Ramo Úmido)

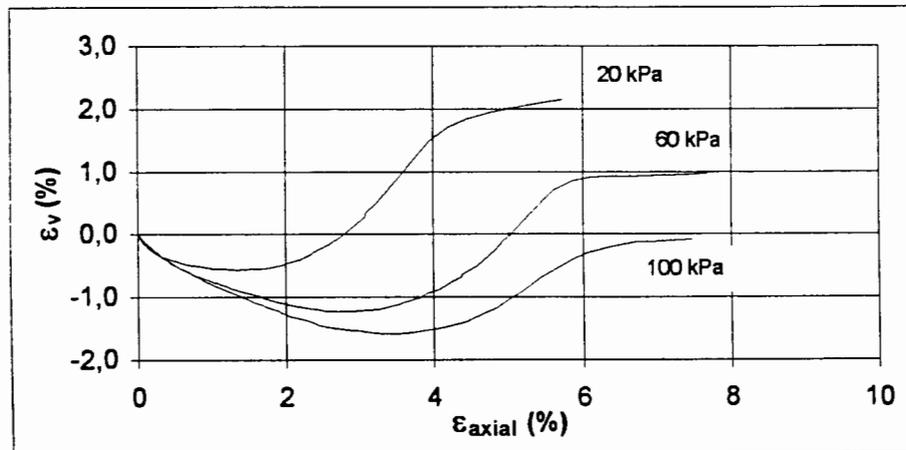


Figura 4. 20 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica
Mistura CV_4 (compactada no Ramo Úmido)

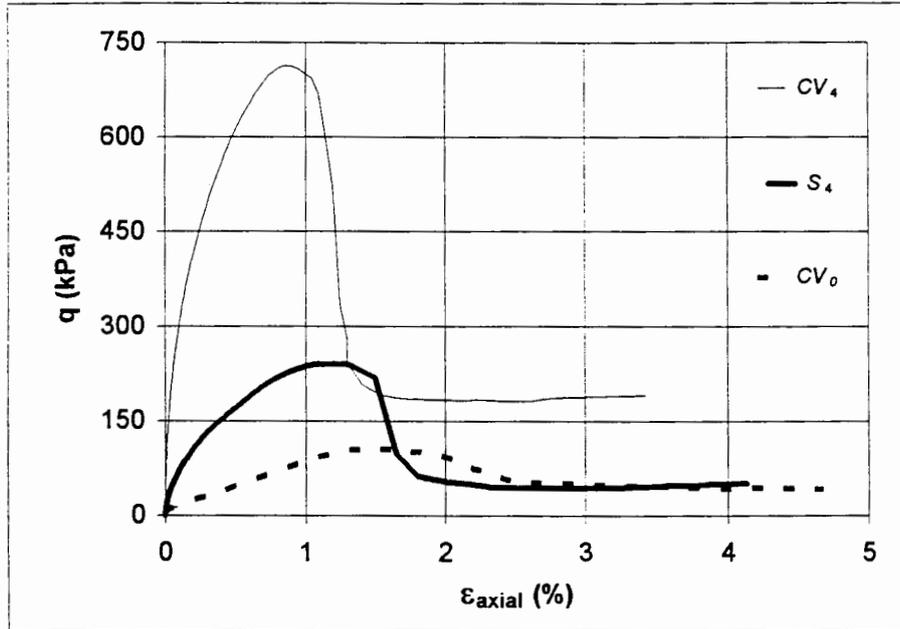


Figura 4. 21 - Deformação Axial x Tensão Desvio
 $p_i = 20$ kPa

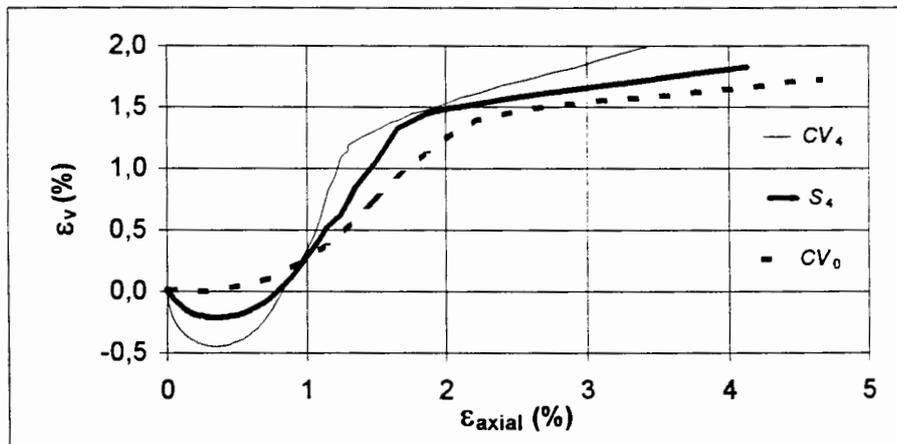


Figura 4. 22 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica
 $p_i = 20$ kPa

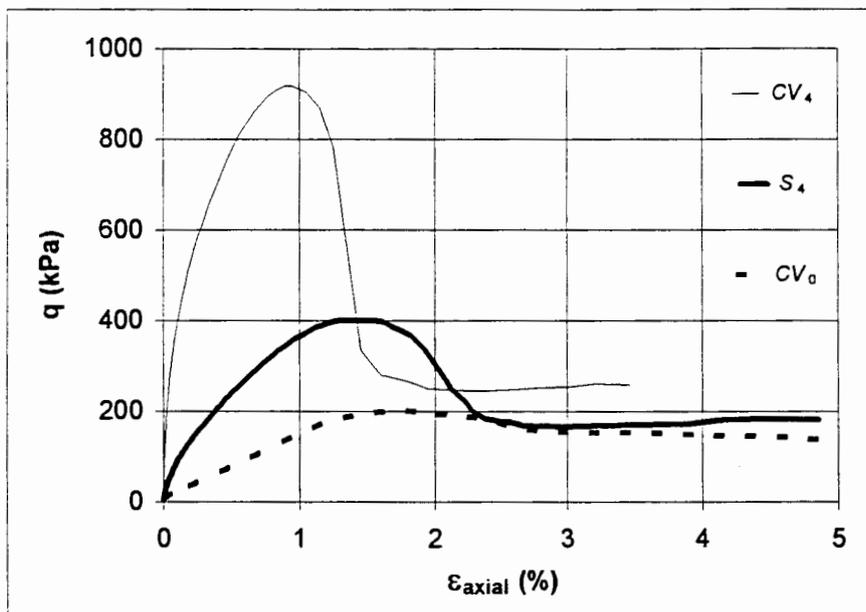


Figura 4. 23 - Deformação Axial x Tensão Desvio

$$p_i = 60 \text{ kPa}$$

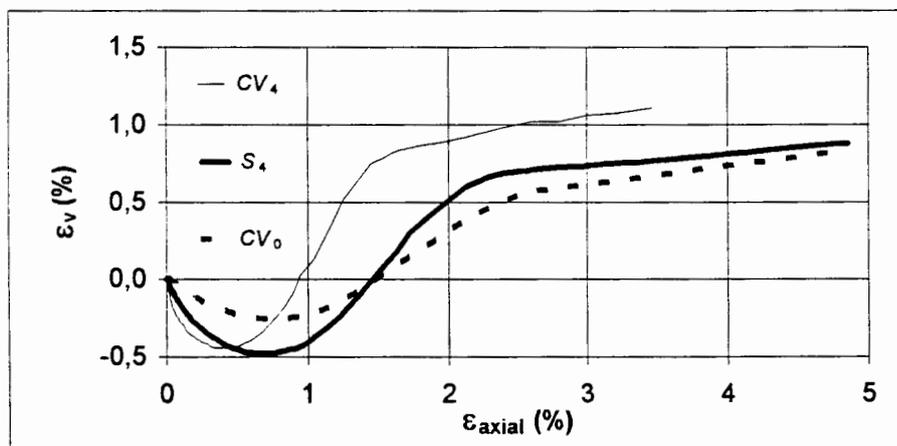


Figura 4. 24 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica

$$p_i = 60 \text{ kPa}$$

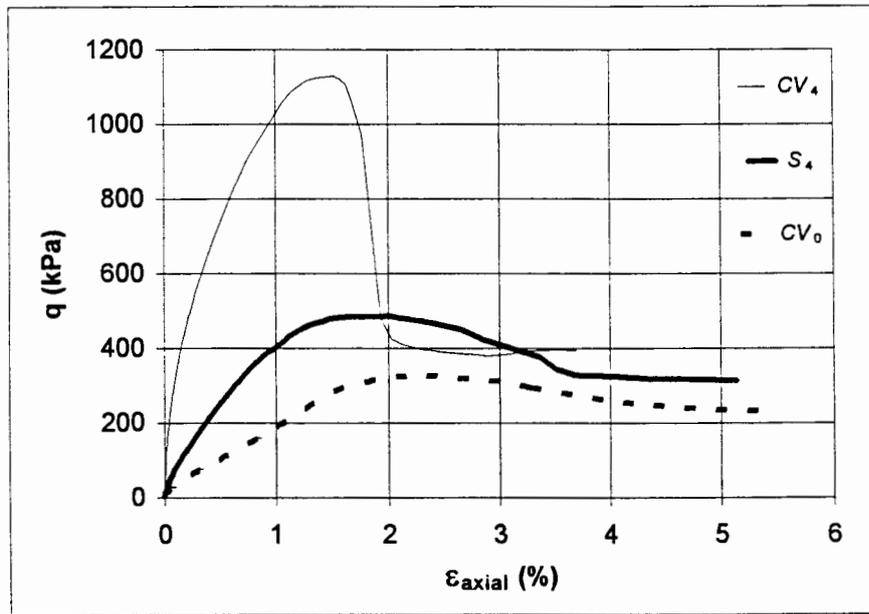


Figura 4.25 - Deformação Axial x Tensão Desvio

$$p'_i = 100 \text{ kPa}$$

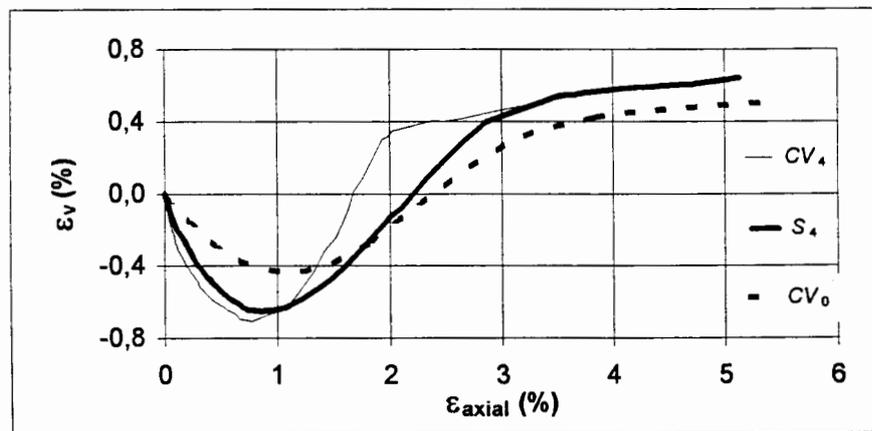


Figura 4.26 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica

$$p'_i = 100 \text{ kPa}$$

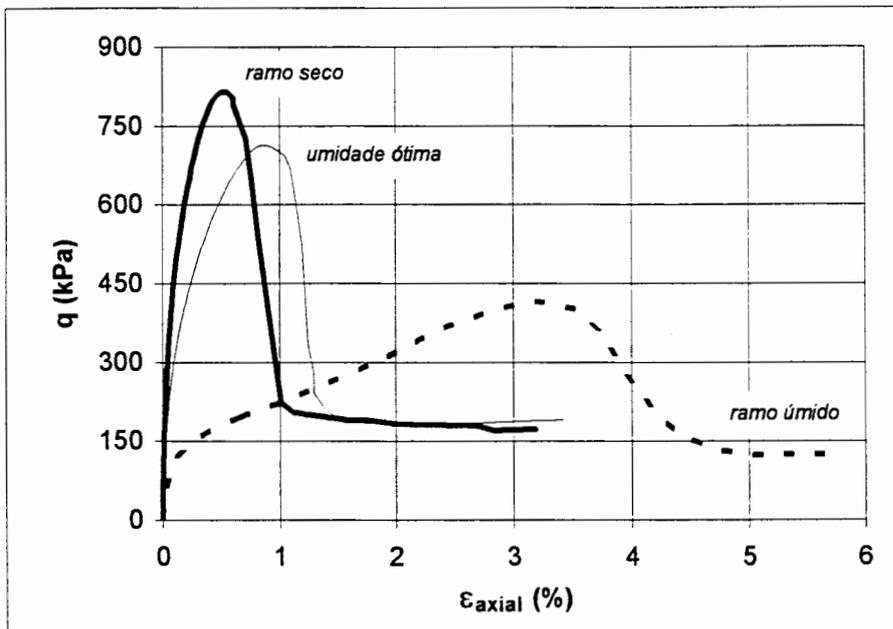


Figura 4.27 - Deformação Axial x Tensão Desvio
 $p_i = 20$ kPa (Mistura CV_4)

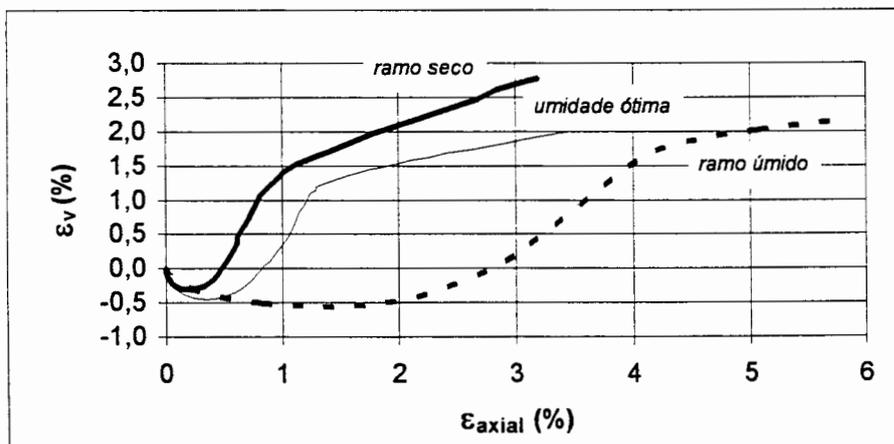


Figura 4.28 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica
 $p_i = 20$ kPa (Mistura CV_4)

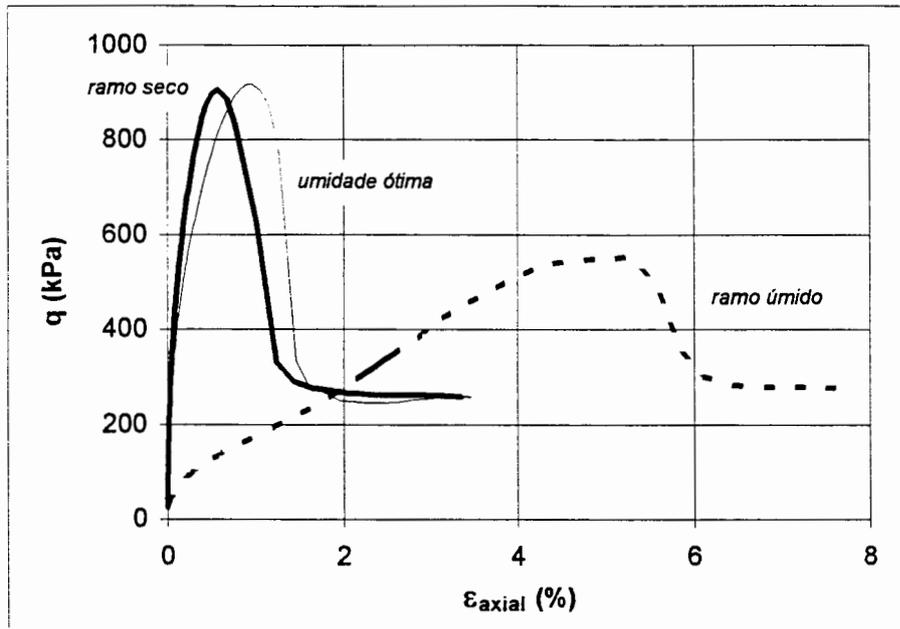


Figura 4. 29 - Deformação Axial x Tensão Desvio
 $p_i = 60$ kPa (Mistura CV_4)

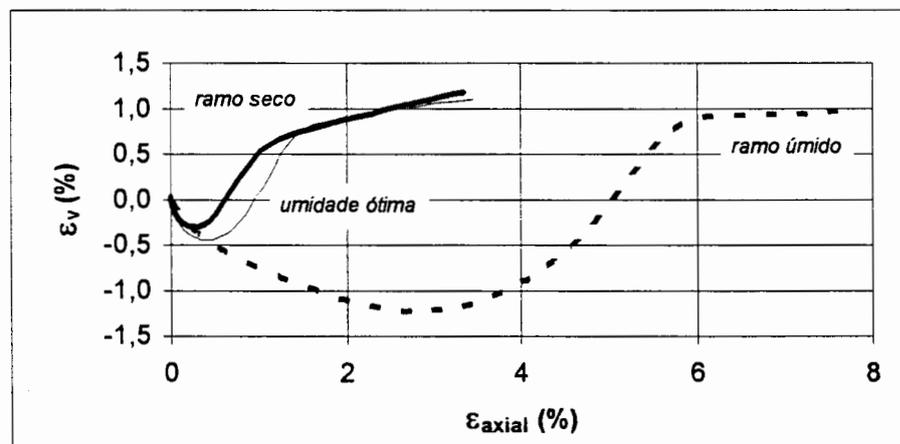


Figura 4. 30 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica
 $p_i = 60$ kPa (Mistura CV_4)

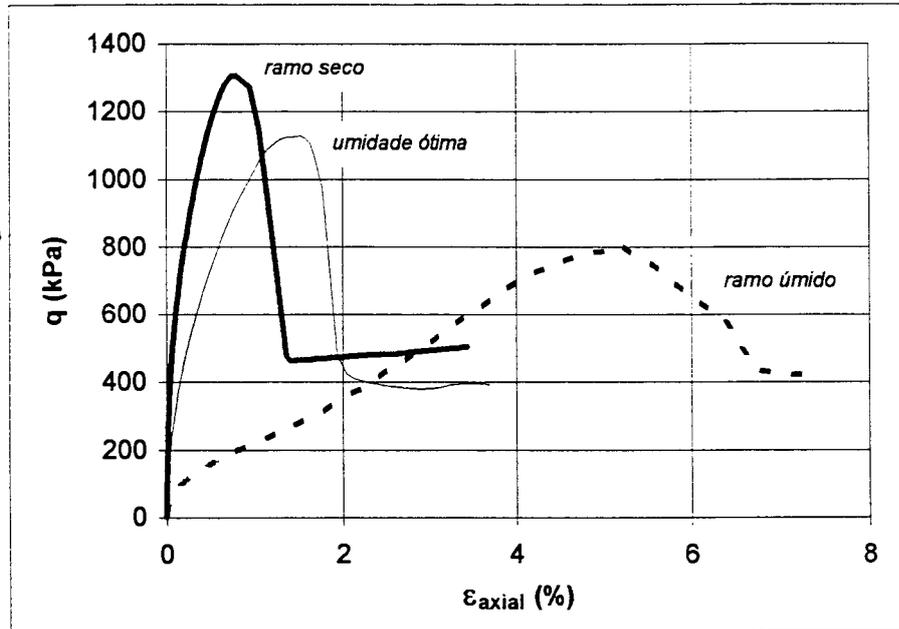


Figura 4. 31 - Deformação Axial x Tensão Desvio
 $p_i = 100$ kPa (Mistura CV₄)

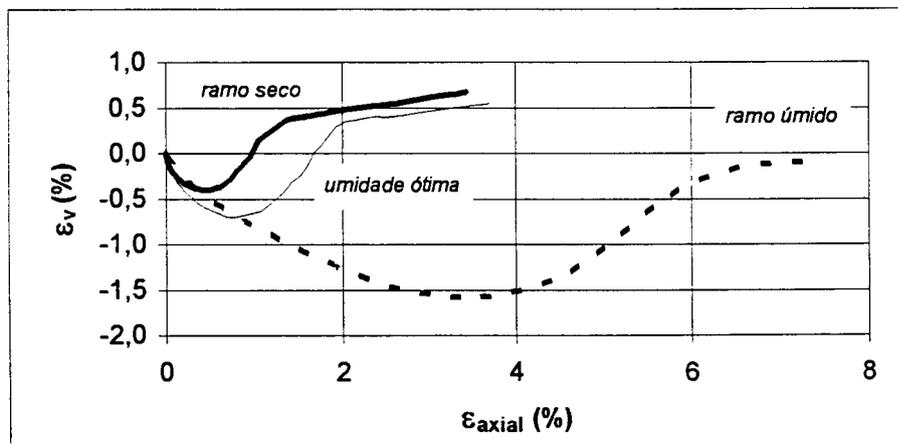


Figura 4. 32 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica
 $p_i = 100$ kPa (Mistura CV₄)

4.3.2.3 Curvas Tensão-Deformação Axial e de Excesso de Poro-pressão nos Ensaios Não-Drenados

As figuras apresentadas a seguir mostram as curvas tensão-deformação plotadas no espaço deformação axial versus tensão desvio ($\varepsilon_a : q$) e as curvas correspondentes de excesso de poro-pressão gerado durante o carregamento, no espaço deformação axial versus excesso de poro-pressão ($\varepsilon_a : \Delta u$).

4.3.2.3.1 Efeito do Nível de Tensões Efetivas Inicial

A Fig. 4.33 mostra as curvas $q \times \varepsilon_a$ para a mistura CV_4 , compactada nas condições de umidade ótima e máximo peso específico aparente seco, submetida à carregamento não-drenado, para os três níveis de tensões efetivas médias iniciais estudados (20, 60 e 100 kPa).

A Fig. 4.34 mostra as curvas $\Delta u \times \varepsilon_a$ correspondentes destes ensaios.

4.3.2.3.2 Efeito das Condições de drenagem

As Fig. 4.35, 4.38 e 4.41 apresentam a comparação das curvas $q \times \varepsilon_a$ da mistura CV_4 , compactada nas condições de umidade ótima e máximo peso específico aparente seco, respectivamente, para os níveis de tensões efetivas médias iniciais de 20, 60 e 100 kPa.

As Fig. 4.36, 4.39 e 4.42 mostram as curvas $\varepsilon_v \times \varepsilon_a$ correspondentes dos ensaios drenados e as Fig. 4.37, 4.40 e 4.43, as curvas $\Delta u \times \varepsilon_a$ correspondentes dos ensaios não-drenados.

4.3.2.4 Modo de Ruptura

Conforme argumenta PRIETTO (1996), 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 consolidadas

isotrópicamente, que não apresenta a formação de planos definidos de ruptura e nem queda significativa de resistência após a tensão desvio máxima ser atingida.

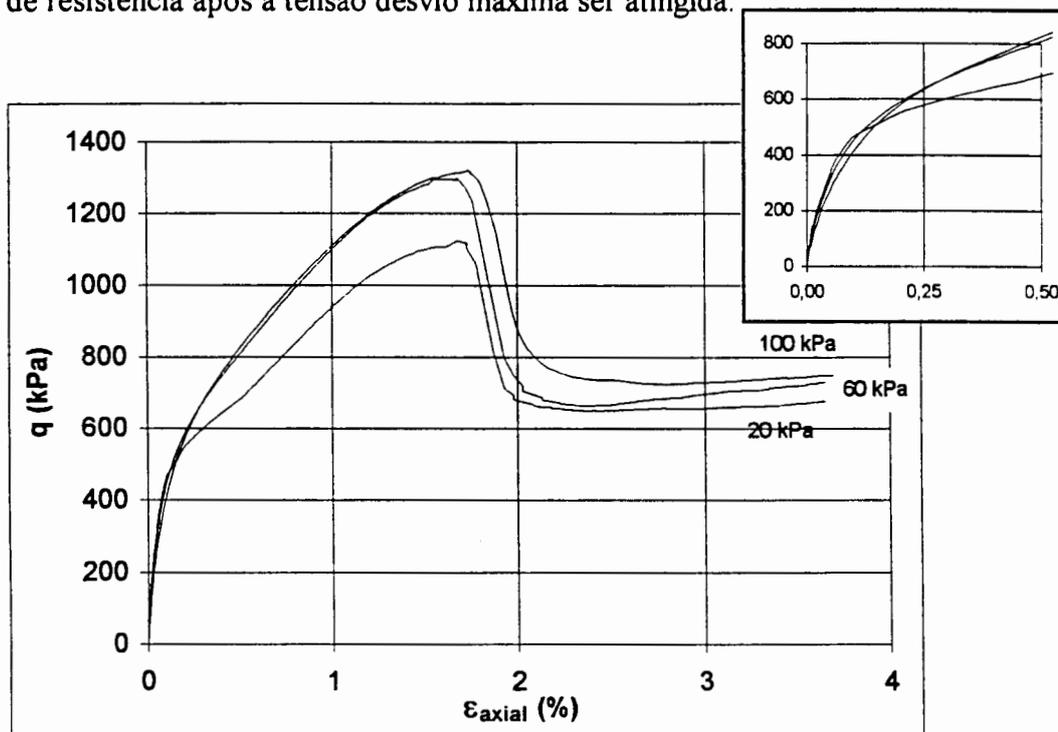


Figura 4. 33 - Deformação Axial x Tensão Desvio (ensaio CIU)
Mistura CV_4

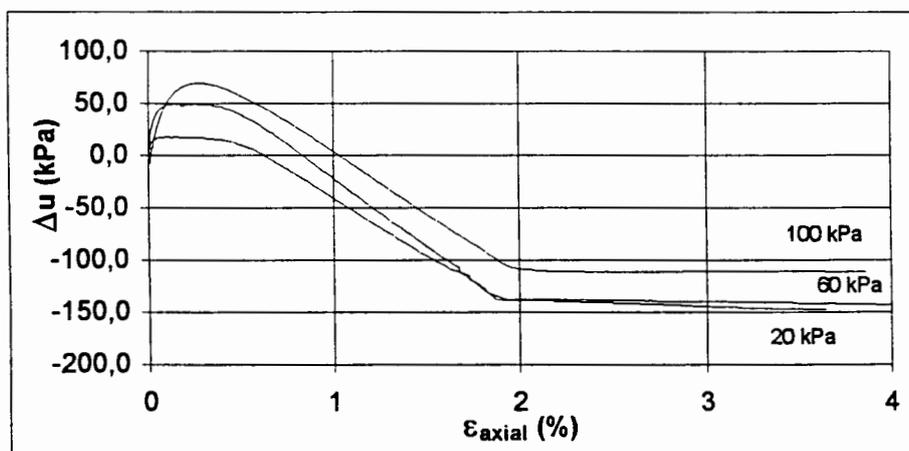


Figura 4. 34 - Deformação Axial x Excesso de Poro-Pressão (ensaio CIU)
Mistura CV_4

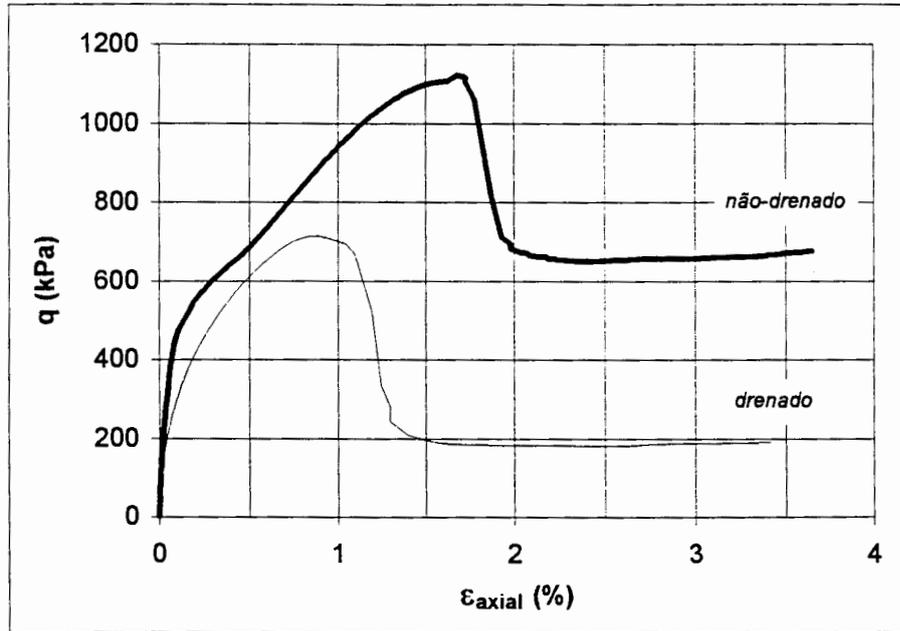


Figura 4. 35 - Deformação Axial x Tensão Desvio (ensaio CIU) - $p'_i = 20$ kPa - Mistura CV_4

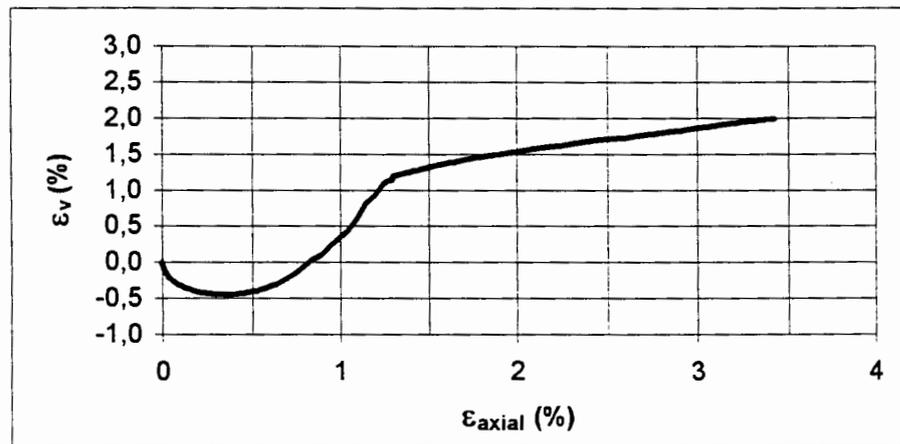


Figura 4. 36 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica (ensaio CIU) - $p'_i = 20$ kPa - Mistura CV_4

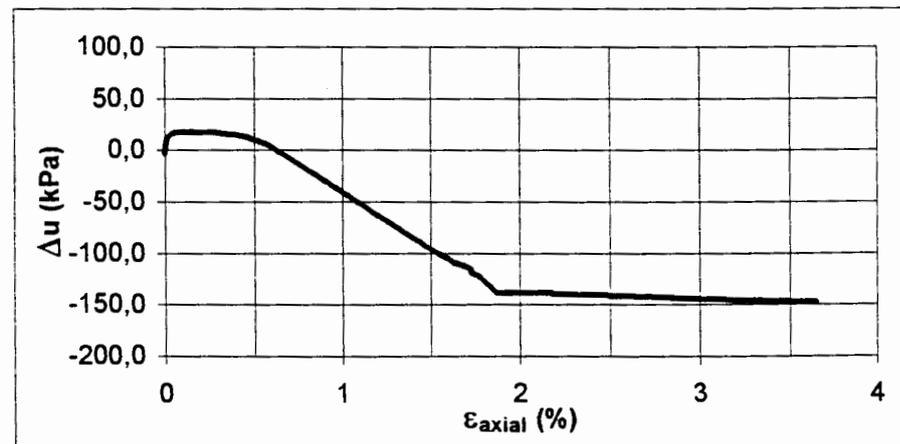


Figura 4. 37 - Deformação Axial x Excesso de Poro-Pressão (ensaio CIU) - $p'_i = 20$ kPa - Mistura CV_4

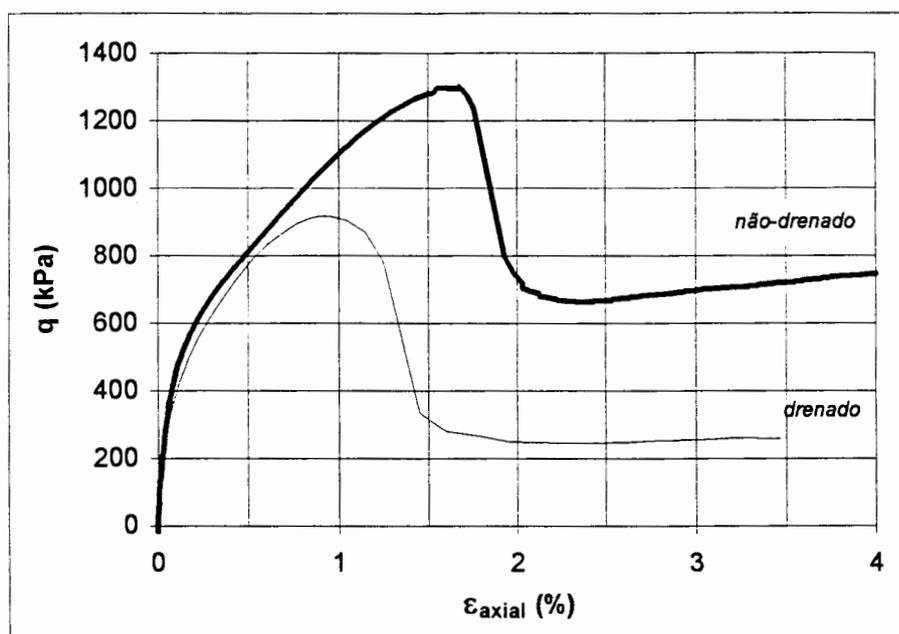


Figura 4. 38 - Deformação Axial x Tensão Desvio (ensaio CIU) - $p'_i = 60$ kPa - Mistura CV_4

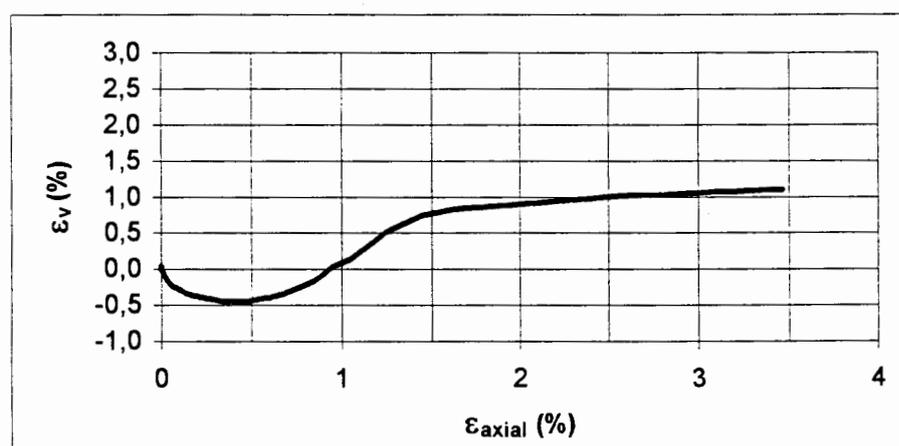


Figura 4. 39 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica (ensaio CIU) - $p'_i = 60$ kPa - Mistura CV_4

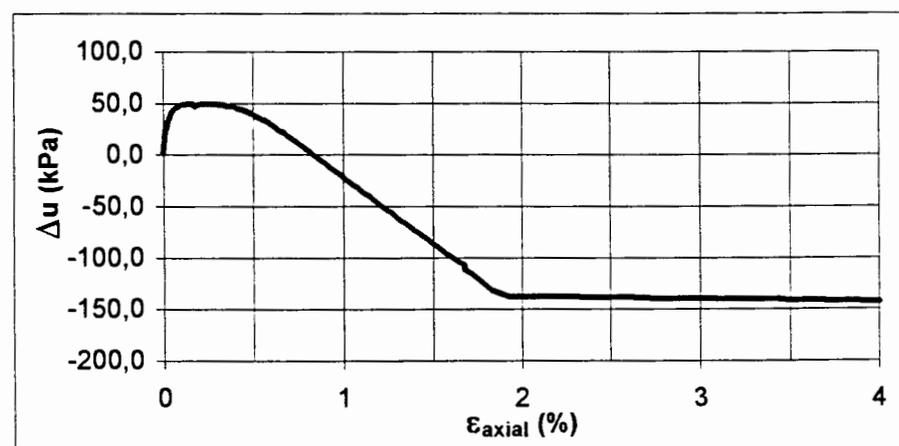


Figura 4. 40 - Deformação Axial x Excesso de Poro-Pressão (ensaio CIU) - $p'_i = 60$ kPa - Mistura CV_4

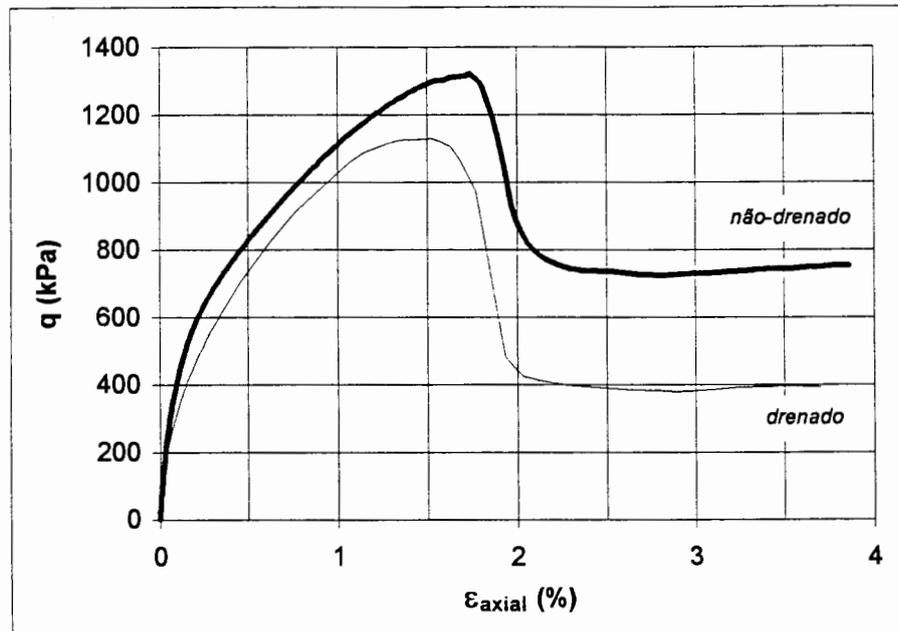


Figura 4. 41 - Deformação Axial x Tensão Desvio (ensaio CIU) - $p'_i = 100$ kPa - Mistura CV_4

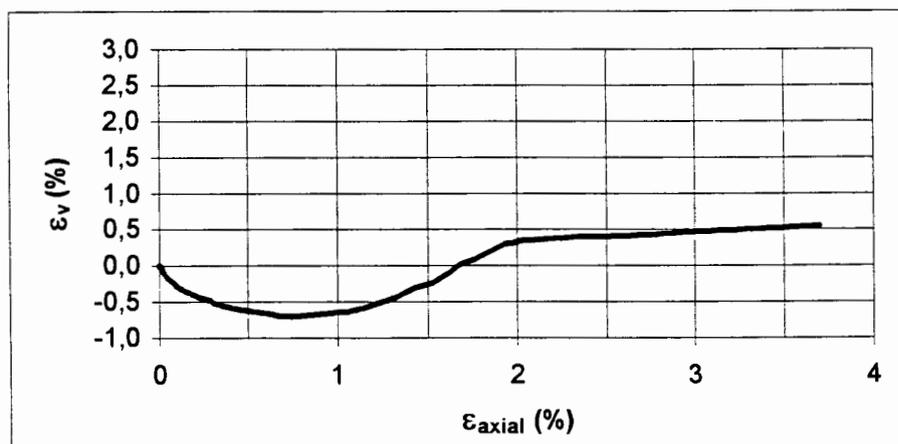


Figura 4. 42 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica (ensaio CIU) - $p'_i = 100$ kPa - Mistura CV_4

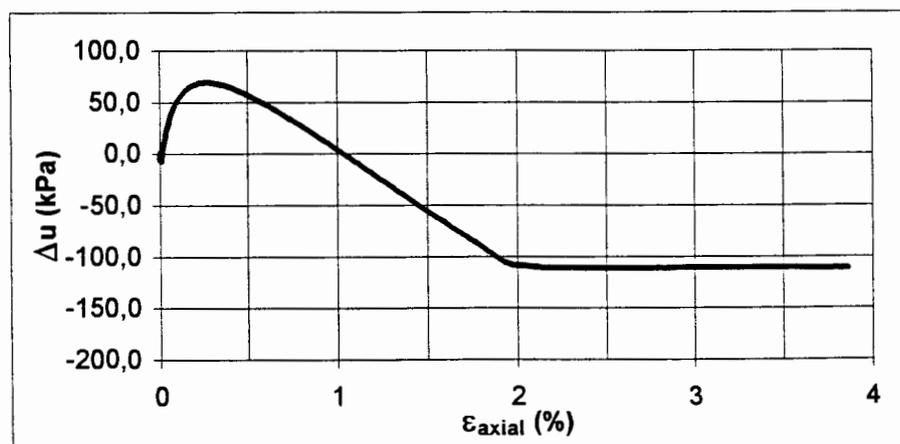


Figura 4. 43 - Deformação Axial x Excesso de Poro-Pressão (ensaio CIU) - $p'_i = 100$ kPa - Mistura CV_4

A Fig. 4.44, a seguir, mostra o tipo característico de ruptura observado nos corpos-de-prova dos ensaios triaxiais, onde pode-se notar a formação de um plano de ruptura perfeitamente definido. Este padrão de ruptura foi observado em todas as misturas ensaiadas no presente trabalho (S_4 , CV_0 e CV_4), independentemente dos parâmetros de compactação das amostras, das condições de drenagem ou do nível de tensões efetivas inicial adotado para cada ensaio em particular. O ângulo $\theta_{crítico}$, formado pelo plano de ruptura e o plano sobre o qual atua a tensão principal maior (σ_I), variou entre 60 e 68 graus.

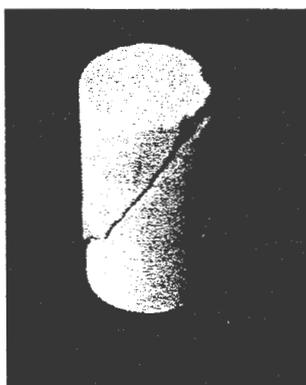


Figura 4. 44 - Ruptura Característica dos Corpos-de-Prova

A mistura S_0 , cujos resultados dos ensaios triaxiais são compilados do trabalho de PRIETTO (1996), segundo aquele autor, não apresentou formação de um plano de ruptura definido, nem tampouco houve queda acentuada da tensão desvio após a ruptura, caracterizando-se, portanto, uma ruptura dúctil.

Alguns autores têm utilizado um parâmetro denominado “Índice de Fragilidade” para quantificar o comportamento de materiais submetidos à carregamento triaxial de compressão em relação ao seu modo de ruptura (e.g. YOSHINAKA & YAMABE, 1981; PRIETTO, 1996; CONSOLI et al., 1997a). Esse parâmetro, ainda que não definido estritamente da mesma maneira pelos autores citados, em última análise, faz uma correlação entre a resistência ao cisalhamento do material mobilizada nas condições de ruptura e final. A notação aqui utilizada, adaptada para as variáveis envolvidas neste trabalho, foi definida originalmente por BISHOP, citado por YOSHINAKA & YAMABE (1981), e é definida como:

$$I_F = 1 - (q_{\text{final}} / q_{\text{ruptura}}) \quad (4.1)$$

onde I_F é o índice de fragilidade e q_{final} e q_{ruptura} são, respectivamente, a tensão desvio na ruptura e ao final do ensaio. Quanto maior o valor de I_F , maior a fragilidade do material, ao passo que $I_F = 0$ significa que o material apresenta comportamento dúctil.

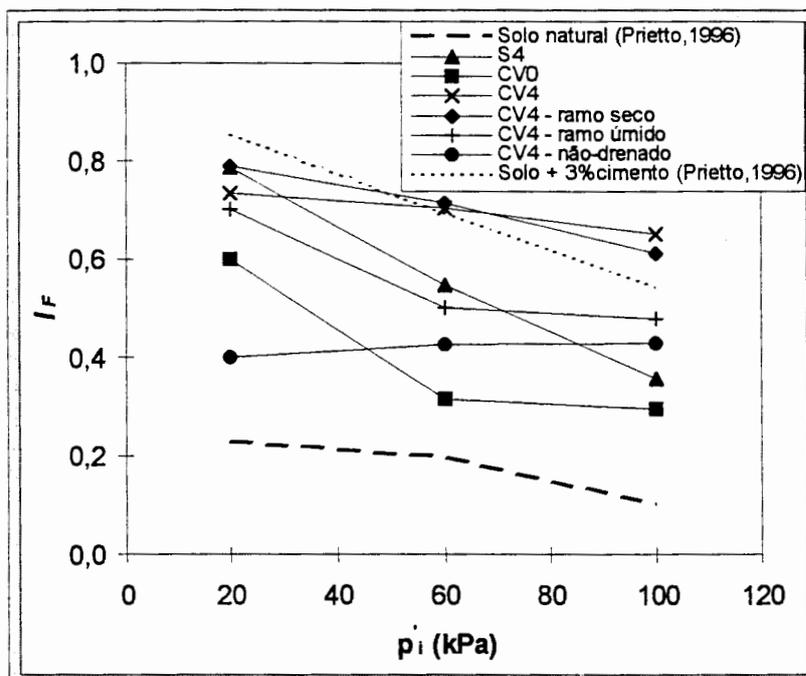


Figura 4. 45 - Variação do Índice de Fragilidade

A Fig. 4.45 apresenta a variação deste parâmetro para as misturas estudadas. Como referência, apresenta-se também o resultado obtido para o mesmo solo do presente trabalho, estabilizado com 3% de cimento pozolânico (PRIETTO, 1996). A partir da análise da Fig.4.45, juntamente com as respectivas curvas tensão-deformação, verifica-se que: (1) o índice de fragilidade da mistura CV_4 praticamente não é afetado pelo nível de tensões, na faixa investigada, quando esta é submetida ao carregamento não-drenado; (2) nos ensaios drenados, a compactação desta mesma mistura na umidade ótima confere-lhe a maior estabilidade, em relação à variação do índice de fragilidade com o nível de tensões; (3) a mistura S_4 é, entre todas, a mais sensível à influência do nível de tensões sobre o valor do índice de fragilidade; (4) a mistura CV_4 , compactada no ramo seco, apresenta níveis de fragilidade razoavelmente similares àqueles observados para o solo natural adicionado de 3% cimento pozolânico, embora esteja sujeita de maneira um pouco menos intensa à influência do nível de tensões.

4.3.2.5 Trajetórias de tensões efetivas

As Fig. 4.46, 4.47, 4.48, 4.50 e 4.51 a seguir, mostram as trajetórias de tensões efetivas seguidas nos ensaios triaxiais drenados. Essas 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. A Fig. 4.49 mostra as trajetórias de tensões efetivas seguidas nos ensaios triaxiais não-drenados realizados com a mistura CV_4 , para os mesmos níveis de tensões efetivas médias iniciais adotados nos ensaios drenados (cujas trajetórias também são plotadas como referência). Desta comparação, percebe-se a geração de um pequeno excesso de poro-pressão positivo, crescente com o confinamento, no trecho inicial da trajetória não-drenada até, aproximadamente, a ruptura da trajetória drenada. A partir deste ponto passa a ocorrer geração de poro-pressão negativa até o final do ensaio. Após a ruptura do material no carregamento não-drenado, o caminho seguido pela trajetória de tensões efetiva não é coincidente com seu trecho inicial, mantendo-se razoavelmente paralelo com a trajetória de tensões totais utilizada.

4.3.2.6 Variação Volumétrica nos Ensaio Drenados

A análise das deformações volumétricas nos ensaios drenados pode ser realizada a partir dos gráficos apresentados anteriormente nas Fig. 4.10, 4.12, 4.14, 4.16 e 4.18.

De acordo com PRIETTO (1996), 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. Entretanto, percebe-se igualmente que a magnitude desta expansão é afetada pela interação entre os fatores: tensão efetiva média inicial, grau de cimentação e parâmetros de compactação. Ainda assim, a influência da tensão efetiva média inicial no comportamento expansivo das misturas pode ser descrita da seguinte forma: quanto maior a tensão, menor a expansão sofrida pela mistura.

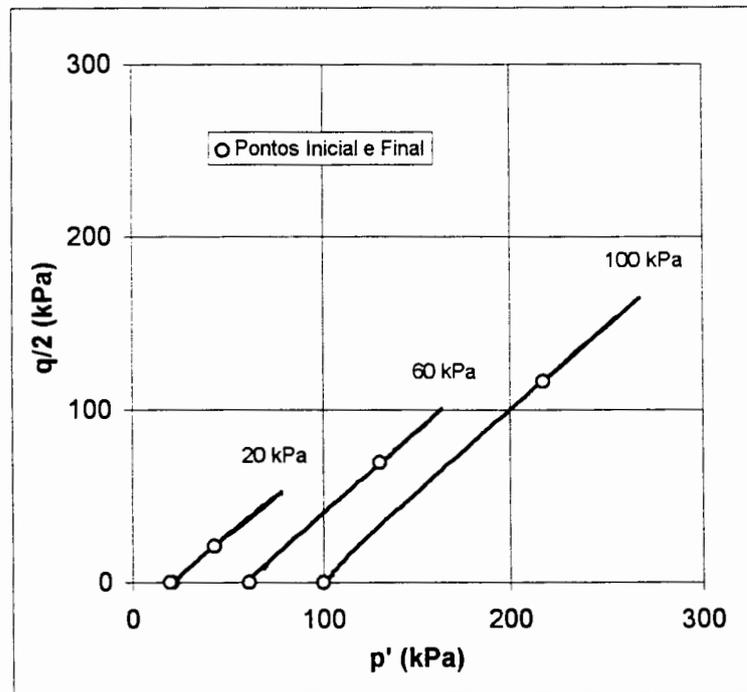


Figura 4. 46 - Trajetórias de Tensões Efetivas (Ensaio CID)
Mistura CV_0

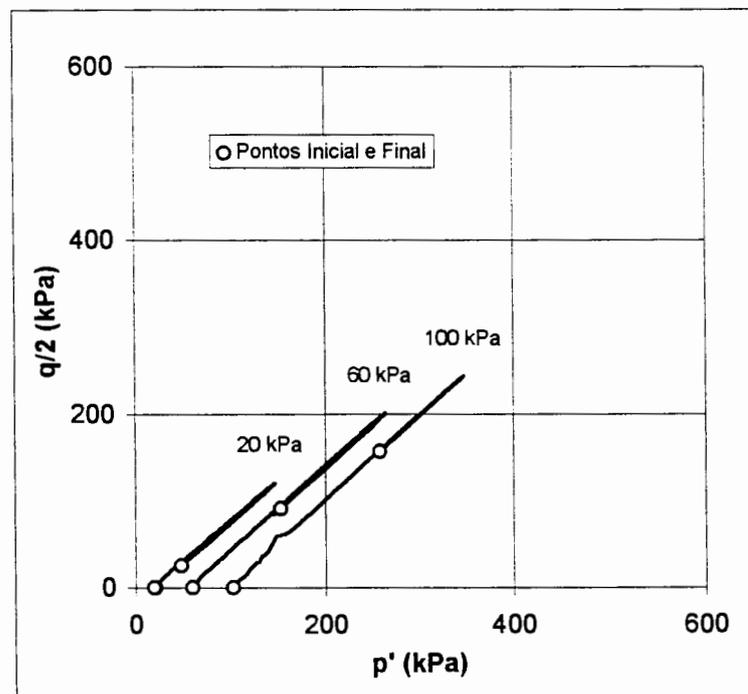


Figura 4. 47 - Trajetórias de Tensões Efetivas (Ensaio CID)
Mistura S_4

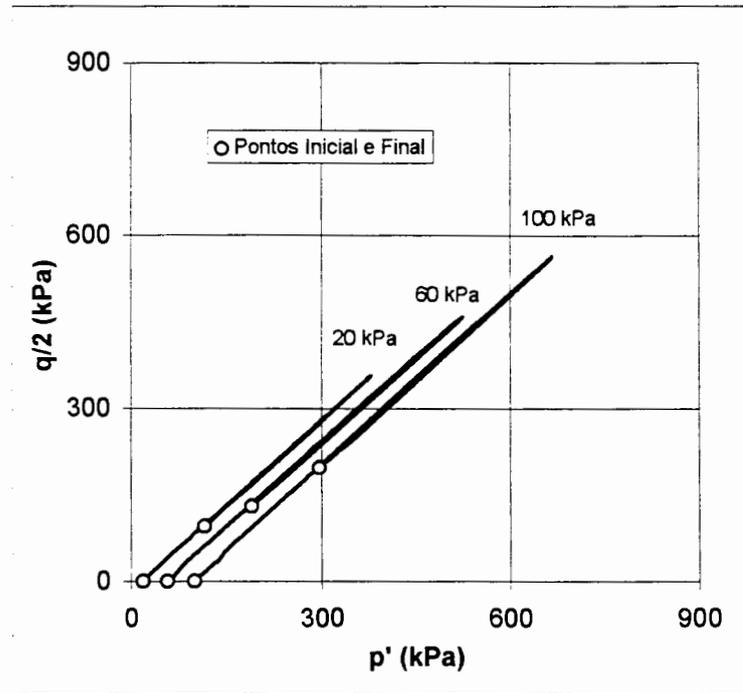


Figura 4. 48 - Trajetórias de Tensões Efetivas (Ensaio CID)
Mistura CV₄

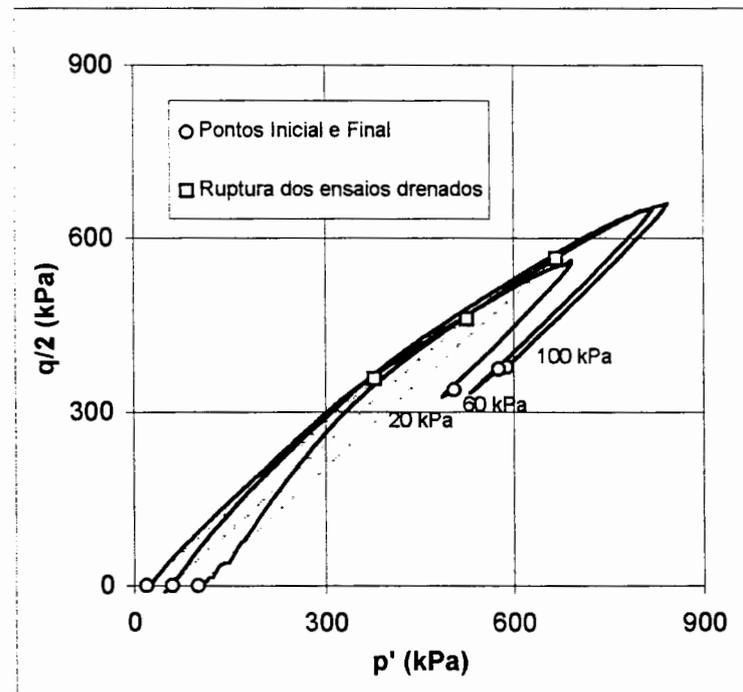


Figura 4. 49 - Trajetórias de Tensões Efetivas (Ensaio CIU e CID)
Mistura CV₄

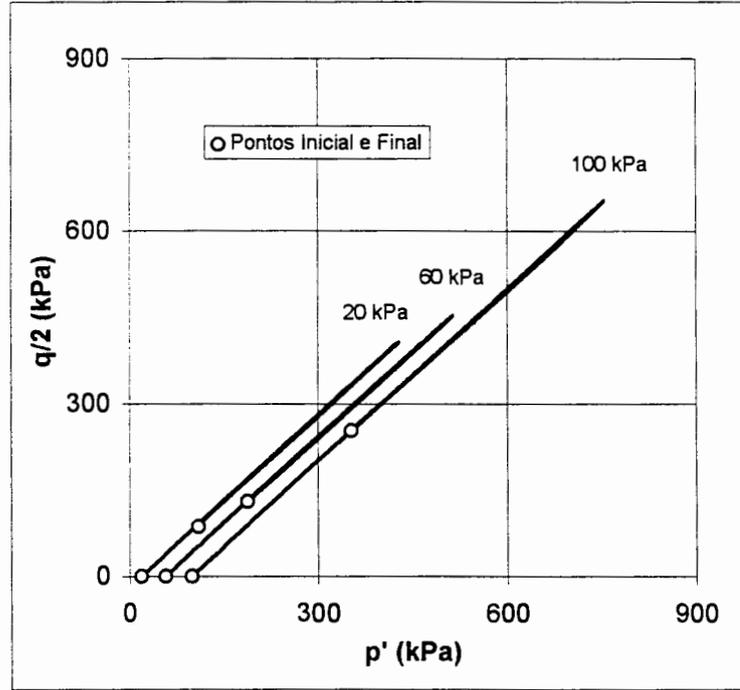


Figura 4. 50 - Trajetórias de Tensões Efetivas (Ensaio CID)
Mistura CV₄ (Compactada no Ramo Seco)

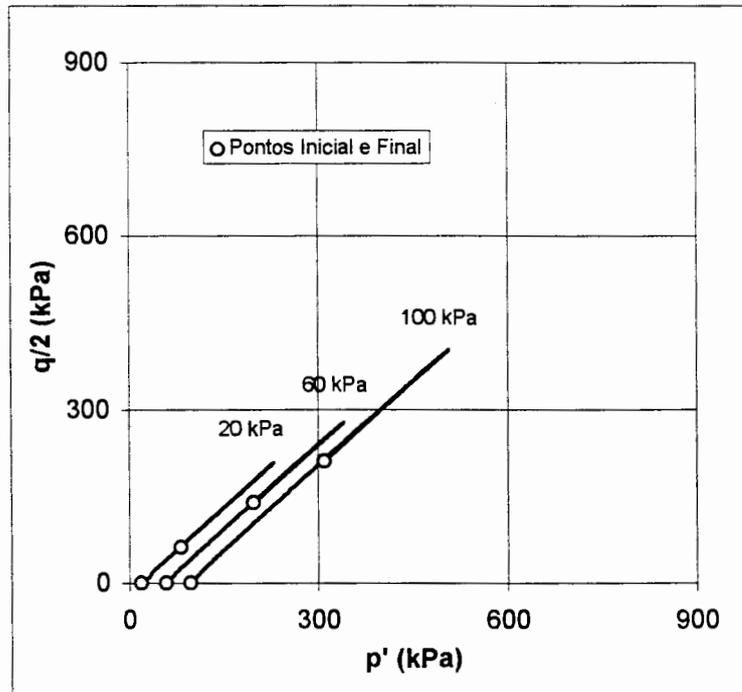


Figura 4. 51 - Trajetórias de Tensões Efetivas (Ensaio CID)
Mistura CV₄ (Compactada no Ramo Úmido)

A expansividade das misturas parece ter seu gradiente máximo fundamentalmente influenciado pelo grau de cimentação (Fig. 4.22, 4.24 e 4.26), sendo maior no caso da mistura mais fortemente cimentada (CV_4).

Por outro lado, a influência das condições de moldagem da mistura CV_4 não afeta sensivelmente este gradiente (Fig. 4.28, 4.30 e 4.32). A compactação no ramo úmido redundou na maior compressibilidade observada para esta mistura.

A diferença observada entre as deformações axiais de ruptura e de máxima taxa de expansividade foi tão menor quanto maior a tensão efetiva média inicial e menor o grau de cimentação.

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 (e.g. PRIETTO, 1996; LA ROCHELLE et al., 1988).

4.3.2.7 Geração de Excesso de Poro-pressão nos Ensaios Não-Drenados

Da análise da Fig. 4.34 observa-se que a mistura CV_4 , carregada sob condições não-drenadas, apresenta uma tendência compressiva inicial que causa a geração de um excesso de poro-pressão positivo, uma vez que a drenagem não é permitida. Quanto maior a tensão efetiva média inicial, maior foi o excesso de poro-pressão positivo gerado.

Com o aumento da deformação axial, o excesso de poro-pressão gerado muda de valores positivos para negativos, devido à tendência expansiva apresentada pela amostra, impossibilitada de qualquer variação volumétrica. A deformação axial onde começa-se a perceber esta mudança está relacionada a um ponto de plastificação inicial razoavelmente bem definido na curva tensão-deformação.

Após a ruptura, o excesso de poro-pressão negativo gerado mantém-se constante até o final do ensaio.

4.3.2.8 Envoltórias e Parâmetros de Resistência

4.3.2.8.1 Condição de Ruptura

As envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios triaxiais drenados para as misturas S_0 , CV_0 , S_4 e CV_4 , moldadas nas condições de máximo peso específico aparente seco e umidade ótima, são apresentadas na Fig. 4.52. Além dessas, acrescenta-se também, nesta figura, a envoltória de ruptura da mistura CV_4 , moldada nas mesmas condições, porém submetida à carregamento não-drenado.

A Fig. 4.53 mostra as envoltórias de ruptura da mistura CV_4 , moldada nas três condições de compactação investigadas (umidade ótima, ramo seco e ramo úmido).

Todas as envoltórias são apresentadas, juntas, no gráfico da Fig. 4.54. Essas envoltórias, obtidas mediante a regressão linear dos parâmetros de ruptura de cada uma das misturas (p'_{rup} e $q_{rup}/2$), nos três níveis de tensões efetivas médias investigados, são razoavelmente bem ajustadas por um modelo linear, apresentando coeficientes de determinação (r^2) muito próximos da unidade. A Tab. 4.4 apresenta os parâmetros determinados mediante essas regressões.

Tabela 4. 4 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento

Mistura	c_{rup} (kPa)	ϕ'_{rup} (graus)	r^2	c_{ult} (kPa)	ϕ'_{ult} (graus)	r^2
S_0	9,9	35	0,998	5,4	34	-
S_4	42,3	38	0,994	0	38	0,999
CV_0	6,8	36	0,999	0	33	0,999
CV_4	121,6	46	0,999	34,6	34	0,998
CV_4 - ramo seco	109,2	50	0,999	6	44	0,995
CV_4 - ramo úmido	57,1	46	0,997	11	41	0,999
CV_4 - não-drenado	135,8	42	0,998	112,1	28	0,996

(PRIETTO, 1996)

Da análise da Fig. 4.52 e Tab. 4.4 percebe-se que as envoltórias de ruptura das misturas S_0 e CV_0 são praticamente idênticas. O aumento do grau de cimentação influencia na determinação do intercepto coesivo e do ângulo de atrito (Fig. 4.52). Os parâmetros de resistência da mistura CV_4 são afetados também pelas condições de compactação das amostras.

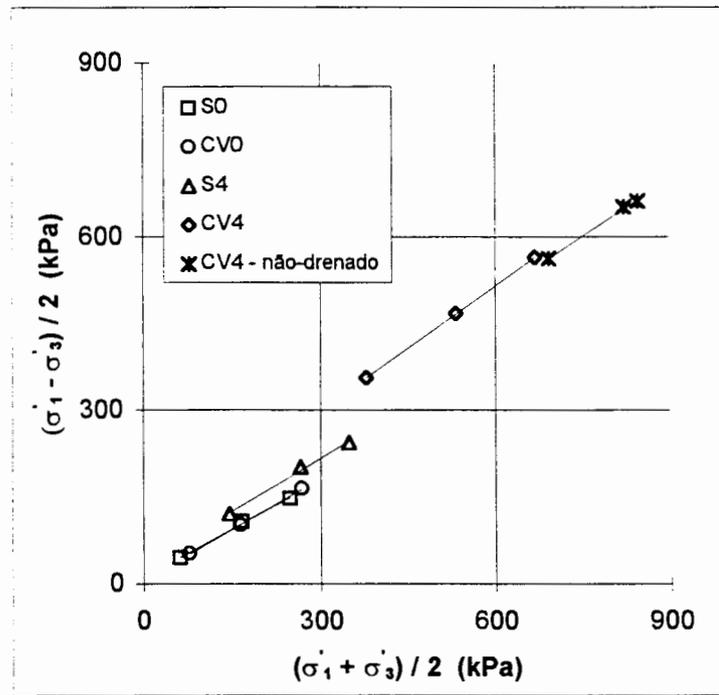


Figura 4. 52 - Envolvórias de Ruptura (Misturas compactadas na umidade ótima)

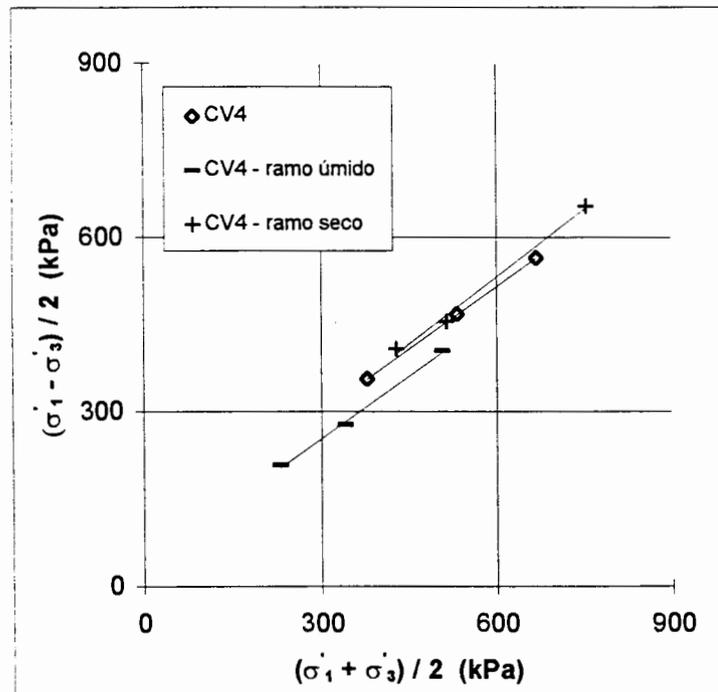


Figura 4. 53 - Envolvórias de Ruptura (Mistura CV4)

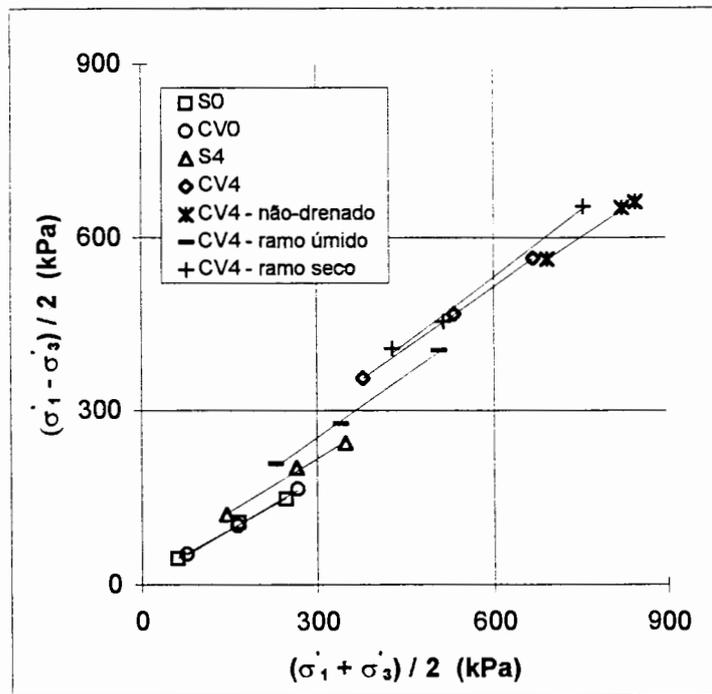


Figura 4. 54 - Envolvórias de Ruptura (todas as misturas)

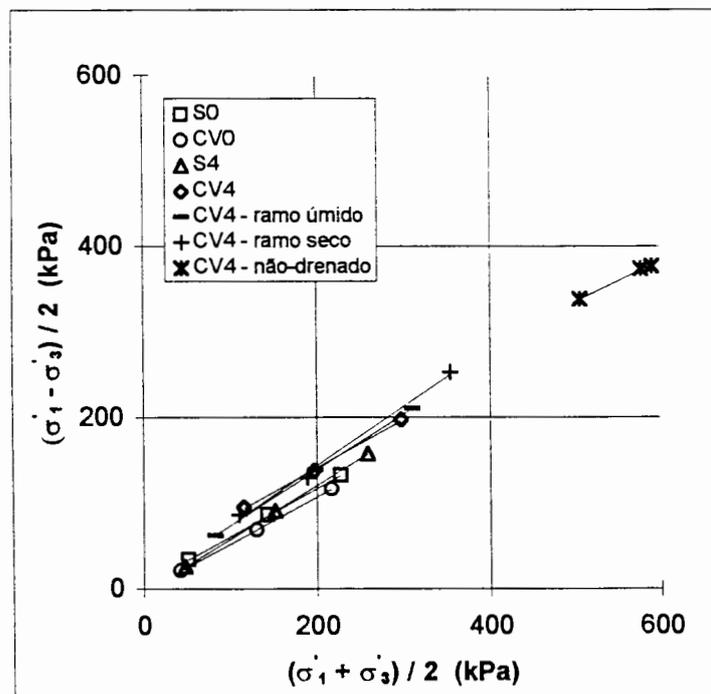


Figura 4. 55 - Envolvórias de Resistência no Estado Último (todas as misturas)

4.3.2.8.2 Estado Último

As envoltórias e parâmetros correspondentes à resistência última observada nos ensaios triaxiais são apresentados respectivamente pela Fig. 4.55 e Tab. 4.4. Essas determinações foram realizadas a partir dos valores de tensão desvio e tensão efetiva média normal correspondentes ao final de cada ensaio. Dessa forma, os parâmetros assim estimados fornecem uma estimativa daqueles correspondentes ao estado último, onde efetivamente, não verifica-se significativa variação da tensão desvio e do volume das amostras com a deformação axial.

Um marcante paralelismo é observado somente entre as envoltórias das misturas S_0 , CV_0 e CV_4 , compactadas na umidade ótima.

4.3.3 COMPRESSÃO DIAMETRAL

A realização dos ensaios de resistência à compressão diametral tem o intuito de permitir uma estimativa, ainda que aproximada, do comportamento das misturas contendo cal de carbureto e cinza volante (CV) quando submetidos à esforços de tração, uma vez que, no caso de materiais cimentados, esse parâmetro pode ter significativa relevância.

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão diametral são apresentados nas Fig. 4.56 e 4.57 de maneira similar àqueles referentes à resistência à compressão simples.

Da Fig. 4.56, entretanto, pode-se observar que, mesmo para as idades mais avançadas, não há variação significativa da resistência à compressão diametral com o teor de cal de carbureto, como observado nos ensaios de resistência à compressão simples para a idade de 180 dias de cura.

A taxa de variação da resistência com o tempo de cura entretanto, segue, em linhas gerais, o comportamento anteriormente observado, apresentando acréscimos mais significativos após a idade de 90 dias de cura (Fig. 4.57).

A relação entre a resistência à compressão diametral e a resistência à compressão simples é expressa, nesse trabalho, pela razão q_t / q_u . A variação observada dessa relação com

a idade de cura é apresentada no gráfico da Fig. 4.58, onde percebe-se que há uma tendência de crescimento com o tempo, tanto maior quanto menor o teor de cal de carbureto.

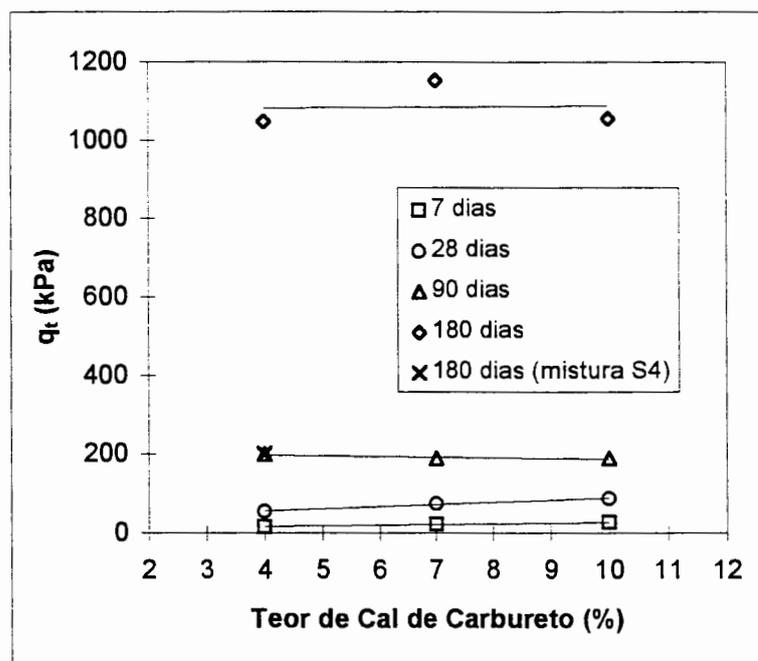


Figura 4. 56 - Influência do Teor de Cal de Carbureto sobre a Resistência à Compressão Diametral das misturas para diversos períodos de cura

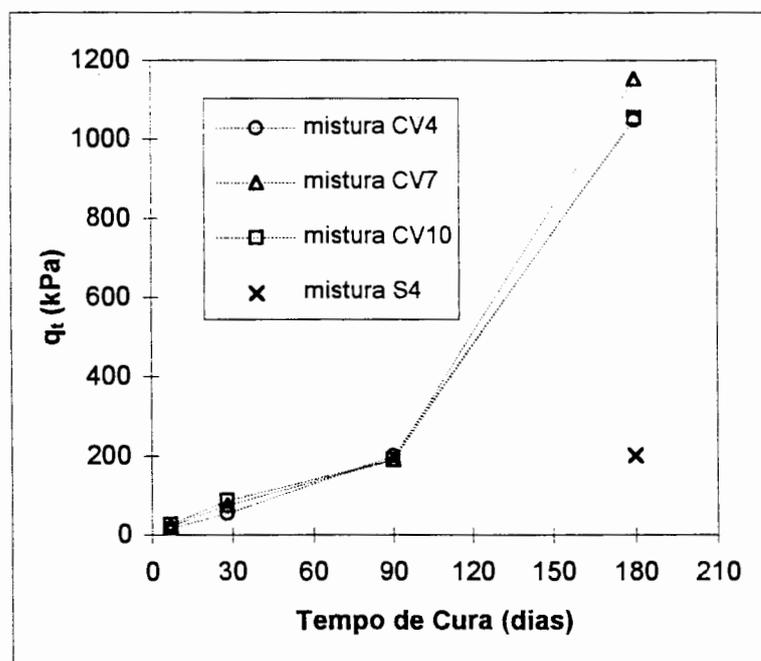


Figura 4. 57 - Influência do Tempo de cura na Resistência à Compressão Diametral das misturas

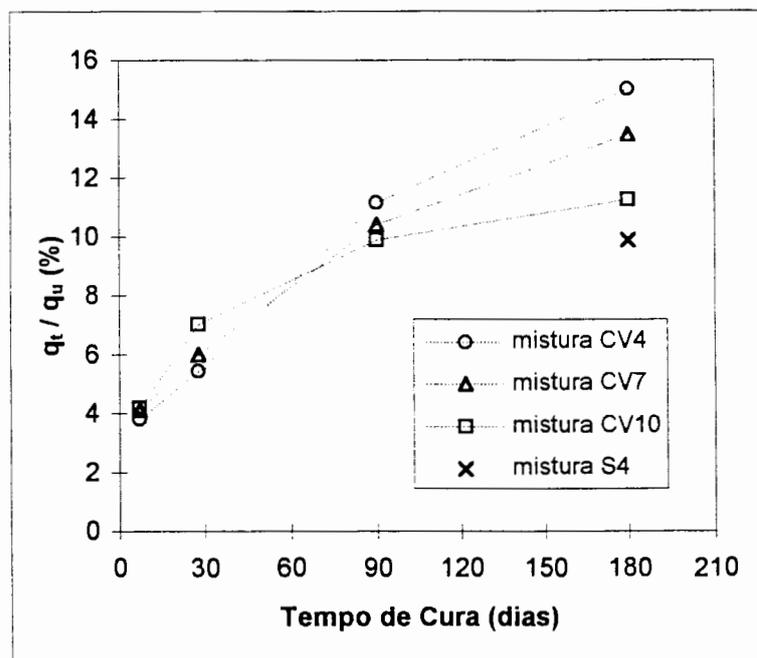


Figura 4.58 - Influência do Tempo de cura na relação RCD/RCS das misturas

4.4 DETERMINAÇÃO DO pH

Visando-se o relacionamento do aumento da resistência à compressão simples das misturas *CV* com a ocorrência das reações pozolânicas foi acompanhada a evolução do pH destas misturas com o tempo de cura, cujos resultados são apresentados abaixo, na Tab. 4.5. Até os 90 dias de cura o pH das misturas ainda era relativamente alto.

Tabela 4.5 - Evolução do pH das misturas *CV* com o tempo de cura

Mistura	7 dias	28 dias	90 dias	180 dias
<i>CV</i> ₄	12,51	12,39	11,97	10,00
<i>CV</i> ₇	12,57	12,51	12,51	10,44
<i>CV</i> ₁₀	12,61	12,57	12,57	10,47

4.5 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

4.5.1 DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA

A análise granulométrica das misturas é apresentada na Fig. 4.59.

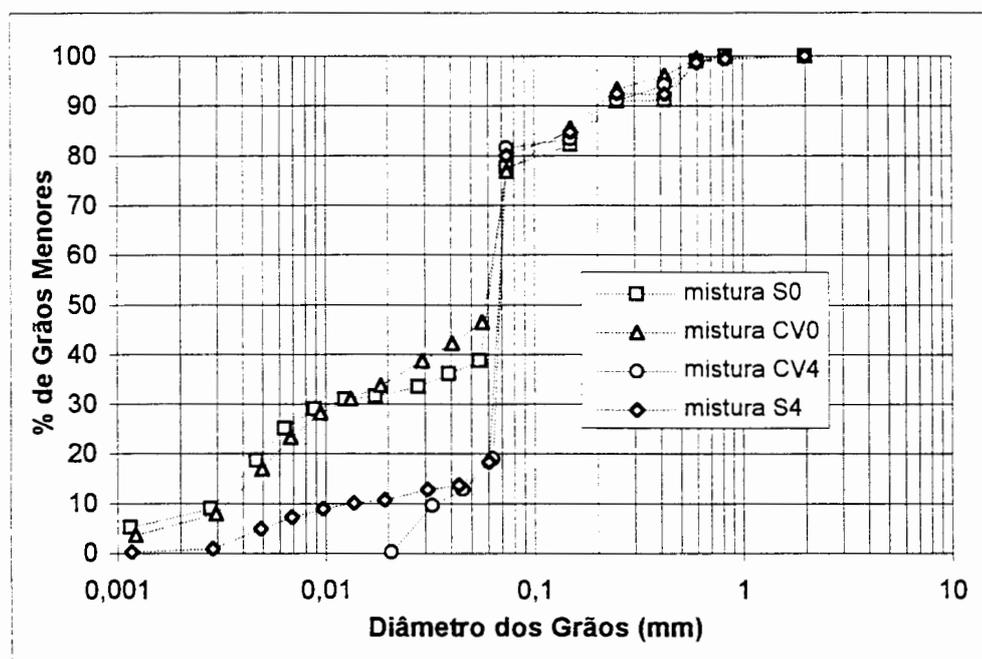


Figura 4. 59 - Distribuição granulométrica das misturas (com defloculante)

4.5.2 MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS

A massa específica real dos grãos das misturas é apresentada na Tab. 4.6.

Tabela 4.6 - Massa Específica Real dos Grãos das Misturas

Mistura	S_0	S_4	CV_0	CV_4
δ (gf/cm ³)	2,65	2,67	2,46	2,53

4.6 FOTOMICROGRAFIA

A análise fotomicrográfica foi realizada no presente trabalho com o objetivo de avaliar de forma qualitativa, as alterações causadas pela cimentação na microestrutura das misturas e a influência destas alterações sobre determinados aspectos do seu comportamento. De maneira especial, para a ilustração do arranjo espacial de partículas e poros (*fabric*) das misturas submetidas a diferentes condições de compactação (CV_4). As Fotos 4.4 a 4.11, apresentadas a seguir, apresentam as fotografias de cada uma das misturas, obtidas a partir de imagens de elétrons secundários de um Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV). Os aumentos utilizados (50, 500, 1500 e 4400 vezes) cobrem, genericamente, a faixa granulométrica apresentada pelas areias finas até partículas da dimensão das argilas.

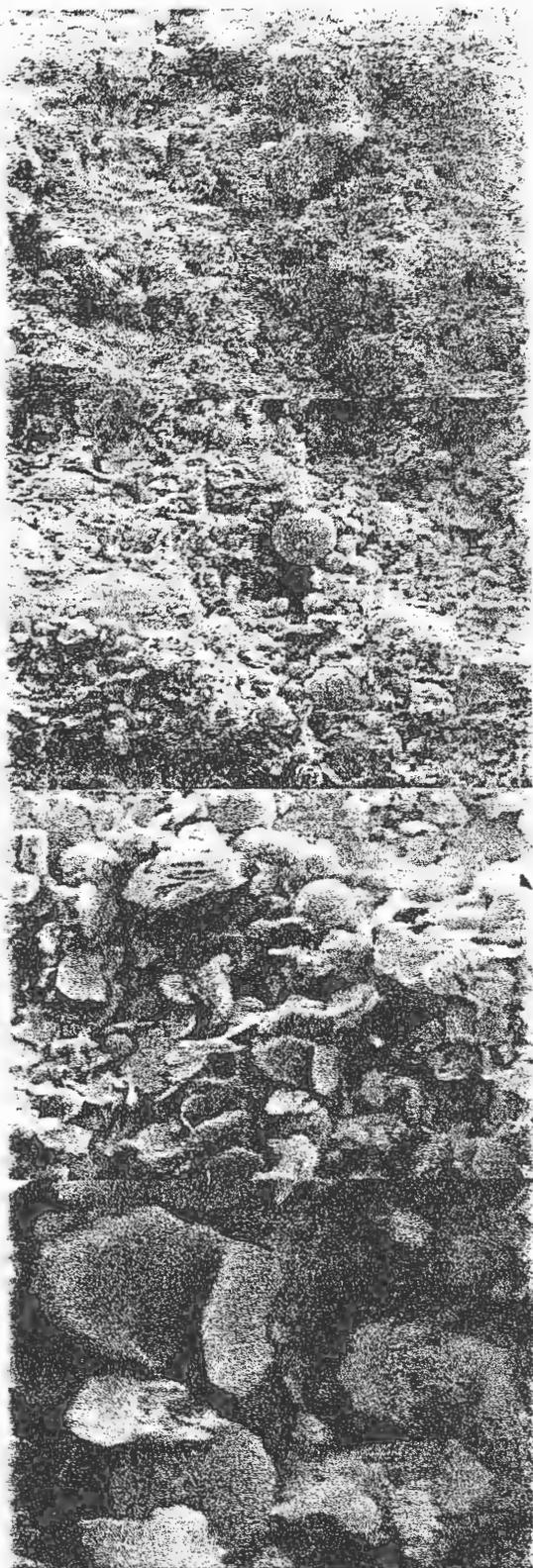


Figura 4.4 - Fotomicrografias da Mistura CT_0
Compactação na Umidade Ótima

Aumentos: 50, 500, 1500 e 4400 vezes
Larguras das fotos: 2465, 227, 75 e 26 μm

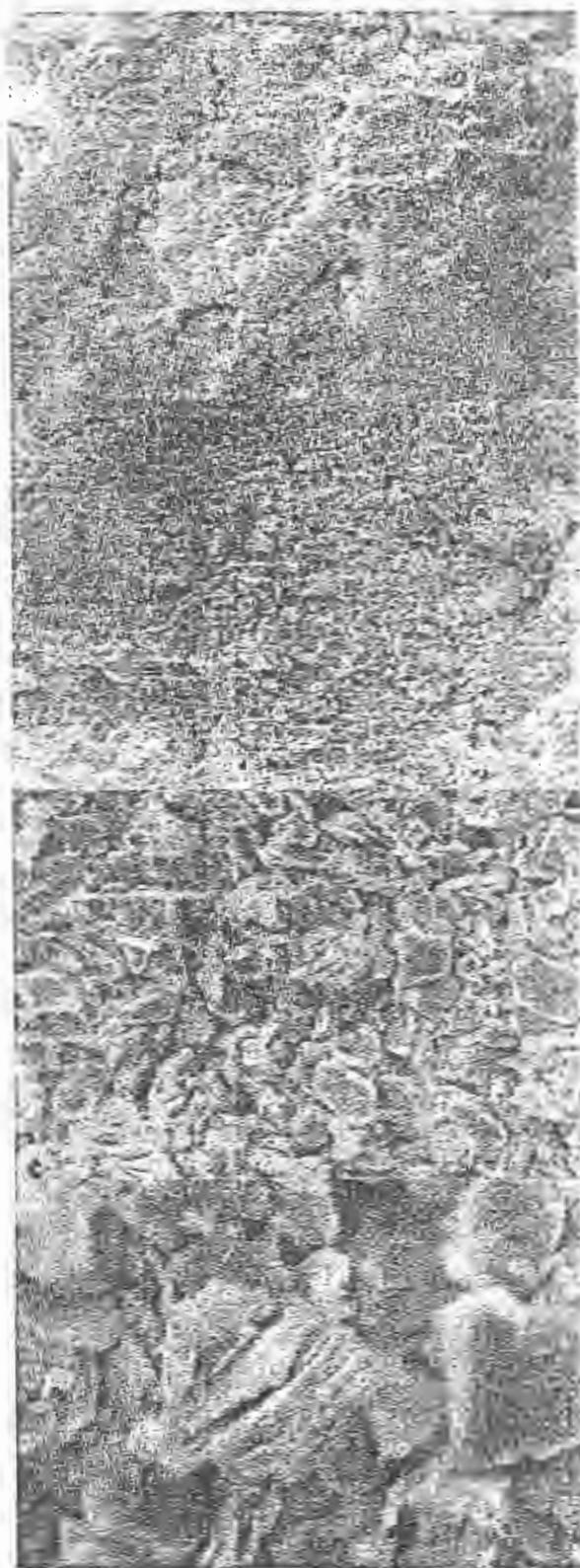


Figura 4.5 - Fotomicrografias da Mistura S_4
Compactação na Umidade Ótima

(Amostra submetida à 28 dias de cura)
Aumentos: 50, 500, 1500 e 4400 vezes
Larguras das fotos: 2465, 227, 75 e 26 μm



**Foto 4. 6 - Fotomicrografias da Mistura CV₄,
Compactação na Umidade Ótima**

(Amostra não submetida à cura)

Aumentos: 50, 500, 1500 e 4400 vezes

Larguras das fotos: 2465, 227, 75 e 26 μm



**Foto 4. 7 - Fotomicrografias da Mistura CV₄,
Compactação na Umidade Ótima**

(Amostra submetida à 28 dias de cura)

Aumentos: 50, 500, 1500 e 4400 vezes

Larguras das fotos: 2465, 227, 75 e 26 μm



Foto 4. 8 - Fotomicrografias da Mistura CV_4
Compactação no Ramo Seco

(Amostra não submetida à cura)
Aumentos: 50, 500, 1500 e 4400 vezes
Larguras das fotos: 2465, 227, 75 e 26 μm

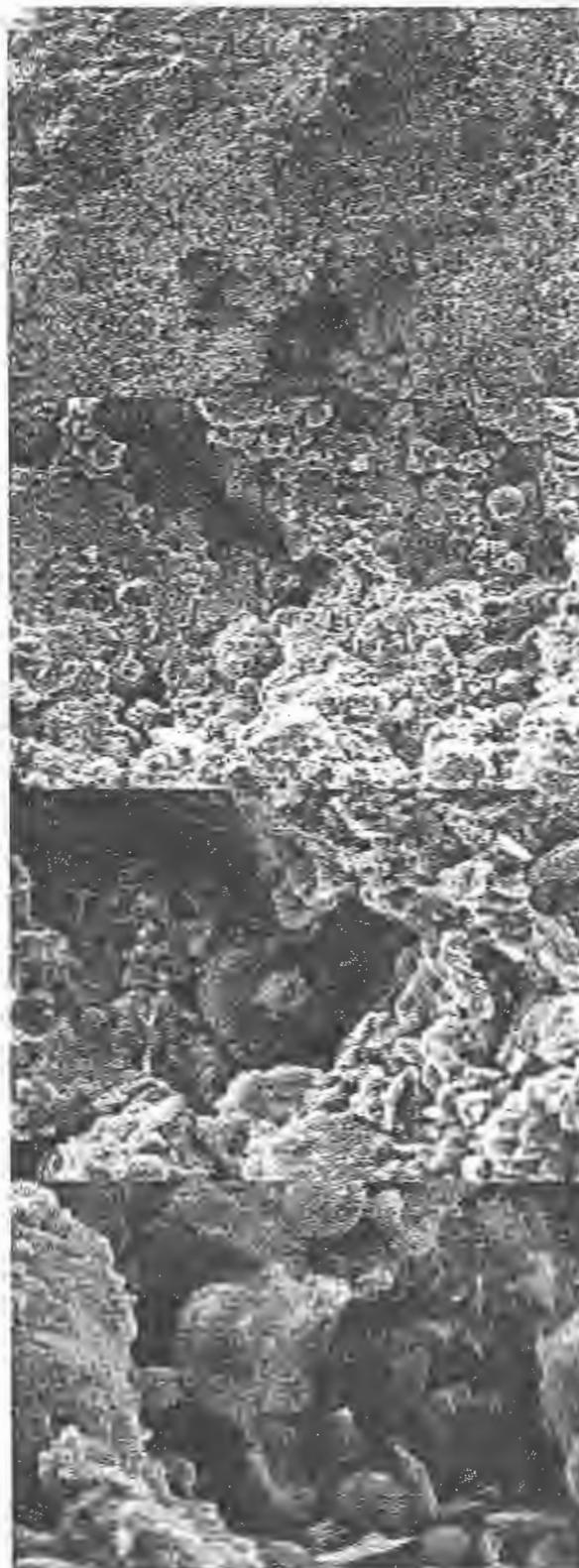


Foto 4. 9 - Fotomicrografias da Mistura CV_4
Compactação no Ramo Seco

(Amostra submetida à 28 dias de cura)
Aumentos: 50, 500, 1500 e 4400 vezes
Larguras das fotos: 2465, 227, 75 e 26 μm

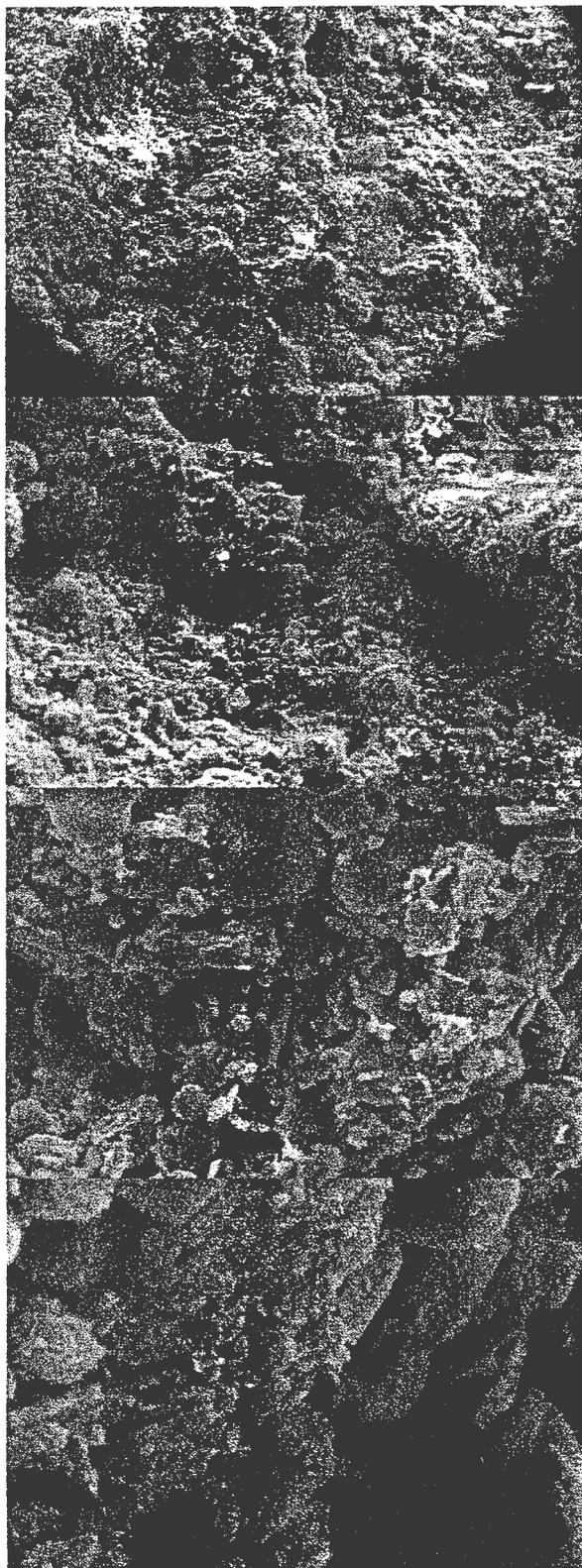


Foto 4. 10 - Fotomicrografias da Mistura CV_4
Compactação no Ramo Úmido

(Amostra não submetida à cura)

Aumentos: 50, 500, 1500 e 4400 vezes

Larguras das fotos: 2465, 227, 75 e 26 μm

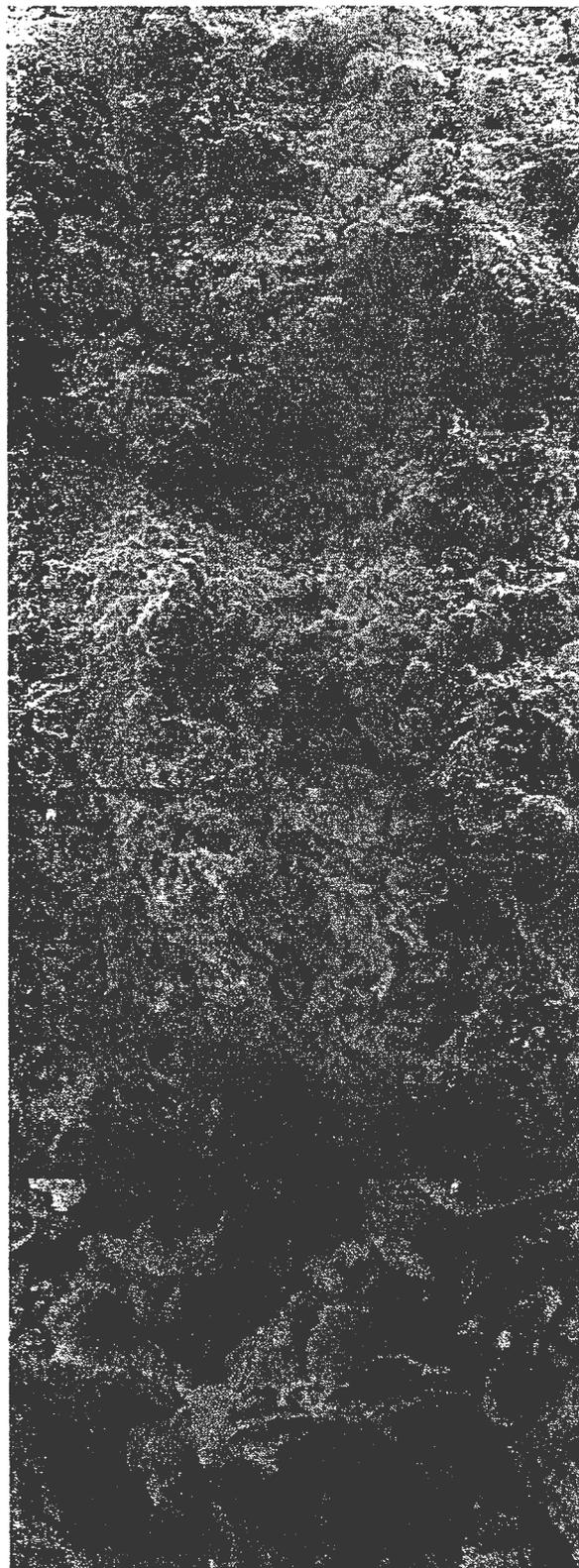


Foto 4. 11 - Fotomicrografias da Mistura CV_4
Compactação no Ramo Úmido

(Amostra submetida à 28 dias de cura)

Aumentos: 50, 500, 1500 e 4400 vezes

Larguras das fotos: 2465, 227, 75 e 26 μm

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 MÉTODO DE DOSAGEM DAS MISTURAS

A dosagem das misturas estudadas foi estabelecida em função da definição, em paralelo, de cada um dos resíduos utilizados (cinza volante e cal de carbureto), mediante procedimentos específicos e distintos.

Na definição da quantidade de cinza volante, a utilização do Método de Rothfuchs para dois materiais não mostrou-se particularmente adequada, para os materiais em estudo, devido a elevada percentagem resultante para a cinza volante na mistura (2/3). Esse procedimento visa, em última análise, uma composição entre os materiais que apresente a melhor distribuição granulométrica possível para a mistura resultante, independentemente de qualquer outra consideração. Porém, pode-se perceber claramente que a similaridade existente entre os materiais analisados (Fig. 4.1), prejudica este tipo de abordagem uma vez que, qualquer relação resultante não será fundamentalmente diferente dos limites, ou, em outras palavras, dos próprios materiais, se usados isoladamente. Dessa forma, a elevada quantidade de cinza volante necessária à confecção da mistura de melhor distribuição granulométrica poderia inviabilizar os propósitos práticos de utilização desta tecnologia devido aos custos decorrentes de transporte, mistura e armazenamento do resíduo, ainda que seu aproveitamento, na maior escala possível, seja interessante sob aspectos de natureza ambiental. Por outro lado, a adoção do teor de 25% de cinza volante, baseada em algumas experiências relatadas na literatura (e.g. CERATTI, 1979; TRB, 1976; FOGAÇA & CERATTI, 1995) resultou em resultados satisfatórios, sob o ponto de vista do aumento de resistência propiciado pela presença da cinza volante. Essa afirmação pode ser verificada pela comparação dos resultados dos ensaios de compressão simples e triaxial (Fig. 4.4, 4.5, 4.21, 4.23 e 4.25) obtidos para as misturas S_4 e CV_4 , ambas apresentando a mesma quantidade de cal de carbureto (4%). Apesar do solo residual de arenito já apresentar uma certa reatividade à cal de carbureto, a adição de cinza volante propicia uma melhora substancial na reatividade pozolânica da mistura contendo os dois resíduos, simultaneamente (CV_4).

A adoção do conceito do “*Lime Fixaton Point*” (HILT & DAVIDSON, 1960) para a definição das quantidades de cal de carbureto das misturas mostrou-se razoavelmente adequada para os materiais estudados. O intuito principal, nesse caso, era contar com um procedimento experimental de caráter expedito que permitisse uma avaliação preliminar da quantidade mínima de cal de carbureto que assegurasse o desenvolvimento das reações pozolânicas para as misturas (em especial, daquelas contendo cinza volante). Essa suposição foi plenamente satisfeita uma vez que, mesmo a mistura CV_4 , contendo o teor mínimo estipulado (conforme observações feitas no Item 4.1.3) apresentou ganhos de resistência significativos com o tempo de cura (Fig.4.5). Entretanto, cabe salientar que esse procedimento foi originalmente concebido e têm sido utilizado com sucesso para materiais de natureza predominantemente argilosa (HILT & DAVIDSON, 1960; CONSOLI et al., 1997b). Dessa forma, sua utilização no caso do presente trabalho, em que os materiais constituintes das misturas básicas (S_0 e CV_0) são constituídos por frações mais elevadas de areia fina e silte, trouxe maior dificuldade à exequibilidade do procedimento, muito embora tenha permitido a obtenção do objetivo principal anteriormente descrito.

5.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

5.2.1 COMENTÁRIOS INICIAIS

Como as principais variáveis investigadas (tempo de cura, nível de tensões efetivas médias inicial, grau de cimentação, condição micro-estrutural e velocidade de carregamento) foram analisadas segundo programas de experimentos distintos porém não independentes (ensaios de resistência à compressão simples, diametral e triaxial drenado e não-drenado) a análise dos resultados poderá compreender, em alguns casos, comentários complementares de mais de um destes ensaios, ainda que referindo-se a uma única e específica variável.

5.2.2 COMPORTAMENTO NA RUPTURA

5.2.2.1 Tensão Desvio

5.2.2.1.1 Compressão não-confinada

Da análise dos resultados apresentados no Item 4.3.1, relativos aos ensaios de resistência à compressão simples das misturas CV , pode-se perceber que as variáveis

investigadas (*tempo de cura, teor de cal de carbureto e parâmetros de compactação*) influenciaram, em maior ou menor grau, o valor da tensão desvio máxima registrada nestes ensaios.

Os resultados indicam que o *tempo de cura* exerce papel fundamental no valor máximo registrado para a tensão desvio destas misturas. Esta observação está em conformidade com diversos trabalhos encontrados na literatura que salientam a importância desta variável nos valores médios de resistência de misturas estabilizadas pozolanicamente curadas à temperatura ambiente ou próxima desta (e.g. MALLMANN, 1996; TRB, 1976; CHU et al., 1955). Entretanto, não existe consenso a respeito do modelo de inter-relação entre essas variáveis. Alguns autores apontam para uma relação linear entre a resistência à compressão simples e o logaritmo do tempo de cura em misturas solo-cal e solo-cimento (NUÑEZ, 1991; INGLES & METCALF, 1972). Para NARDI (1975), que estudou a estabilização de uma areia com cal hidratada e cinza volante para idades de cura de até 28 dias, a relação linear aritmética entre as variáveis pareceu ser mais adequada. Da análise dos resultados apresentados por CERATTI (1979), de um solo residual estabilizado com cal hidratada e cinza volante, parece haver indicação que a relação ($q_u \times \log \textit{tempo}$) é adequada, no trabalho daquele autor, somente para o menor teor de cal estudado (Fig.5.1), comportamento este que repete-se para os outros teores de cinza volante utilizados (10% e 17%). De qualquer forma, devido à complexidade de fatores compreendidos nestes processos e as peculiaridades de cada programa experimental, torna-se difícil a generalização de um único modelo de correlação adequado aos mais diversos tipos de materiais, processos e mecanismos de estabilização, especialmente no caso da estabilização com cal e cinza volante. Os mesmos resultados do presente trabalho, mostrados inicialmente na Fig.4.5, são apresentados também na Fig.5.1, onde o eixo horizontal foi plotado em escala logarítmica. Da análise destes resultados percebe-se que a relação linear é válida para períodos de cura de até 90 dias (período similar ou superior ao utilizado na grande maioria dos demais trabalhos publicados). Entretanto, o incremento mais substancial observado na taxa de variação dos valores médios da resistência à compressão simples com o tempo de cura ocorre, precisamente, nas idades mais avançadas (entre 90 e 180 dias de cura). Autores ressaltam que as resistências desenvolvidas através de mecanismos de estabilização pozolânica são realmente lentas e, além disso, desenvolvem-se por períodos muito longos. Segundo NARDI (1975), a maior porção da resistência potencial em materiais pozolânicos desenvolve-se dentro de um ano, mas tem sido notado o crescimento desta resistência mesmo após vários anos (e.g. TRB, 1976).

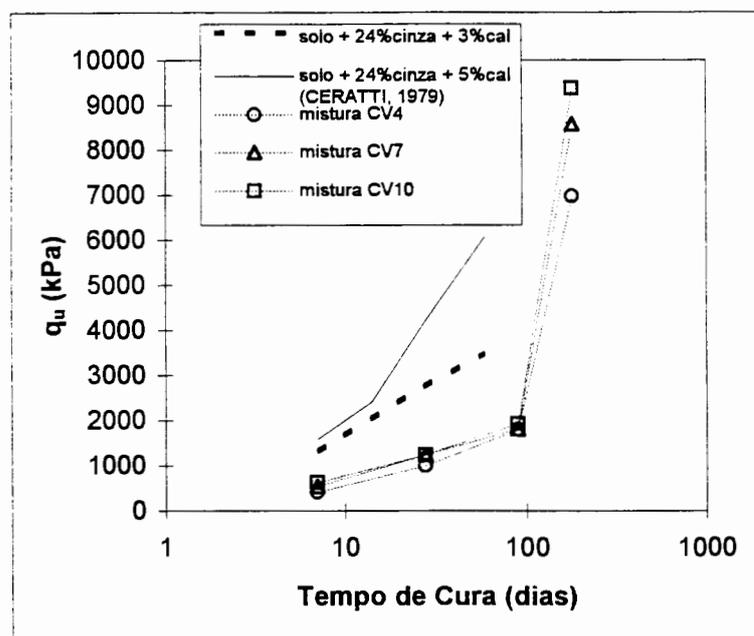


Figura 5. 1 - Variação da resistência à compressão simples com o logaritmo do tempo de cura

O teor de cal de carbureto presente nas misturas CV não influencia de maneira significativa os valores médios de resistência à compressão simples até a idade de 90 dias de cura (Fig.4.4). Este comportamento parece estar profundamente relacionado com a faixa de teores escolhida para este resíduo (4%, 7% e 10%), com valores no mínimo igual ou superiores ao Lime Fixation Point das misturas CV (Fig.4.2), possivelmente compreendido entre 2% e 4% (conforme discutido no Item 4.1.3). Como as resistências alcançadas pelas misturas solo-cinza-cal curadas à temperatura ambiente são fundamentalmente dependentes do tempo de cura, a adoção destes teores (iguais ou superiores ao LFP) resulta num excesso de íons cálcio disponíveis, nas idades iniciais, para serem utilizados no desenvolvimento de produtos cimentantes. Dessa forma, parece razoável admitir que, mesmo o teor de 4% de cal de carbureto, já é suficiente para o desenvolvimento dos novos compostos para essas idades iniciais. Ao longo do tempo, entretanto, à medida que vai havendo um maior consumo dos íons cálcio pelas reações pozolânicas, as misturas mais ricas em cal de carbureto atingem valores mais elevados de resistência à compressão simples uma vez que apresentam maiores quantidades desse agente cimentante.

NUÑEZ (1991), ao estudar os mecanismos de estabilização com cal hidratada, do mesmo solo do presente trabalho, relata comportamento semelhante no que diz respeito à interação entre a quantidade de cal das misturas e o tempo de cura. Segundo aquele autor, misturas do solo residual de arenito Botucatu com cal hidratada, compactadas na energia de

Proctor Normal, apresentaram valores médios de resistência à compressão simples bastante similares para idades de cura de até 28 dias, independentemente do teor de aditivo (3%, 5%, 7% ou 9% de cal hidratada). Visando relacionar o aumento da resistência à compressão simples com a ocorrência das reações pozolânicas, aquele autor acompanhou a evolução do pH das misturas com o tempo de cura, salientando que, até os 28 dias de cura, os valores médios de resistência das misturas não diferiram muito entre si porque em todas elas o pH ainda era suficientemente alto para dissolver a sílica e a alumina dos argilominerais do solo. Além disso, haveria também cal disponível para combinar-se com elas, formando produtos cimentantes. O autor complementa dizendo que, após 90 dias de cura, o pH das misturas menos ricas já era inferior a 12, inibindo as reações pozolânicas. Esses resultados são apresentados a seguir nas Fig. 5.2 e 5.3, onde parece interessante observar a semelhança de comportamento retratado nos gráficos das Fig. 4.4 e 5.3, ainda que os mecanismos de estabilização não sejam exatamente os mesmos, sob o ponto de vista conceitual (solo-cal e solo-cinza-cal).

Por outro lado, no caso da estabilização de solos com cal e cinza volante, pode-se admitir que os íons cálcio da cal, liberados pelo processo de hidrólise, reagirão pozolanicamente, ao longo do tempo e à temperatura ambiente, com os argilo-minerais do solo, e também, de maneira similar ou talvez até mais intensa, com a sílica e alumina presentes na cinza volante. Da análise das Fig. 4.4 e 5.2 pode-se observar que as misturas CV, continuam apresentando ganhos de resistência com o tempo de cura mesmo sob valores de pH inferiores a 12, possivelmente denotando que, diferentemente do caso da estabilização solo-cal, a manutenção de um valor tão elevado de pH para a degradação da estrutura cristalina dos argilo-minerais do solo com decorrente liberação de sílica e alumina já não seria tão importante (e.g. NUÑEZ, 1991; TRB, 1987) porque o mecanismo da reação já não depende unicamente dessa fonte de geração de material pozolânico. Ainda assim, a manutenção dos valores de pH nesta ordem de magnitude (≥ 12) asseguraria maior solubilidade para a sílica amorfa presente também na cinza volante e para o hidróxido de cálcio da cal, tornando indiferente o valor obtido para a resistência à compressão simples com o teor deste aditivo, desde que exista cal disponível em quantidade suficiente para formação dos novos compostos cimentantes. A utilização de teores de cal de carbureto acima do Lime Fixation Point, viria a assegurar esta última condicionante.

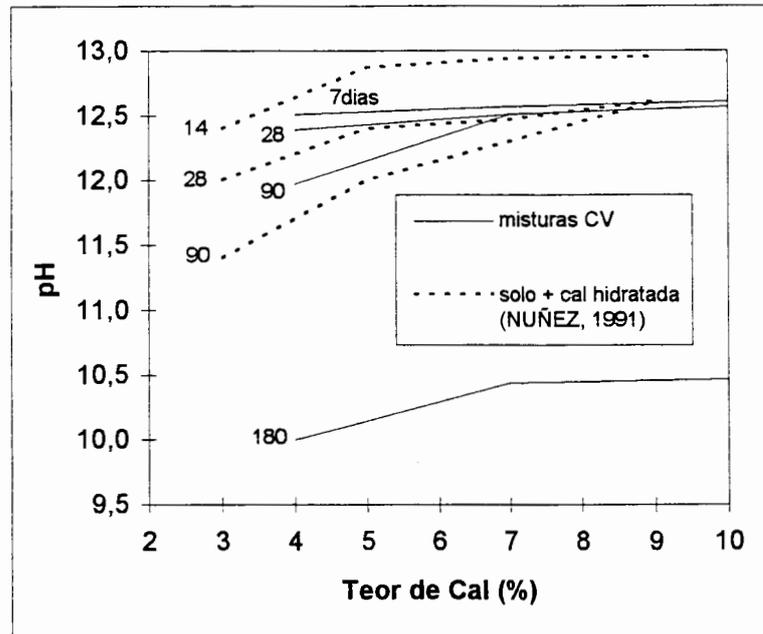


Figura 5. 2 - Evolução do pH das misturas com o tempo de cura

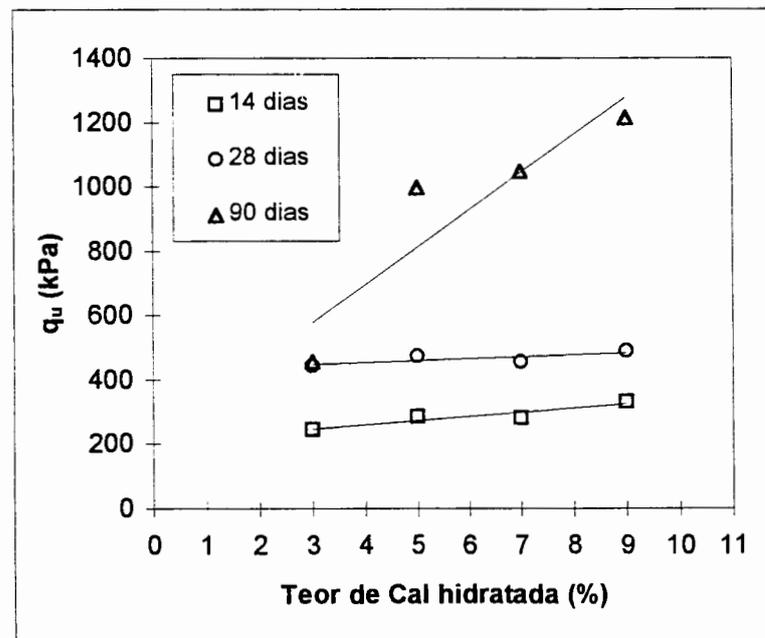


Figura 5. 3 - Influência do Teor de Cal hidratada na Resistência à compressão simples do solo residual de arenito da Formação Botucatu (NUÑEZ, 1991)

A influência dos *parâmetros de moldagem* dos corpos-de-prova (γ_{seco} ; ω) sobre o valor máximo da tensão desvio registrada nos ensaios de resistência à compressão simples da mistura CV_4 , submetida à 28 dias de cura, parece ser de fundamental importância (Fig. 4.6 e 4.7). Este aspecto peculiar do comportamento mecânico de misturas estabilizadas pozolânicamente foi originalmente destacado no trabalho de MATEOS (1961), que estudou os mecanismos de

estabilização físico-química com cal e cinza volante de diversos tipos de solos e corroborado por NARDI (1975), no caso de um solo arenoso, submetido a processo similar de estabilização. Uma das características mais interessantes, nesse caso, consiste na falta de correlação entre o teor de umidade de moldagem que confere aos corpos-de-prova o máximo valor de resistência e aquele que permite a compactação na máxima densidade (KÉZDI, 1979). Este fato está em desacordo com o procedimento usual amplamente sugerido e adotado em trabalhos que tratam de materiais artificialmente cimentados, que consiste na escolha de parâmetros de compactação que permitam a obtenção da maior densidade possível. Segundo MATEOS & DAVIDSON (1963), a prática mais comum em estabilização de solos consiste em compactar-se corpos-de-prova num teor de umidade tão próximo quanto possível daquele que permita a obtenção do máximo peso específico aparente seco. Alguns autores argumentam que densidades mais elevadas submeteriam as partículas do solo e estabilizantes a um arranjo mais compacto onde o número de pontos de contato entre estes elementos seria maior facilitando assim o desenvolvimento da cimentação (e.g. BELL, 1993; CHANG & WOODS, 1992; INGLES & FRYDMAN, citados por NUÑEZ, 1991). Entretanto, acrescentam MATEOS & DAVIDSON (1963), em processos que envolvem o desenvolvimento de produtos cimentantes por hidratação, como no caso da reação cal-cinza volante, o papel desempenhado pela água também é de grande importância. Da análise dos resultados dos trabalhos de MATEOS (1961) e NARDI (1975), sobre a estabilização de solos arenosos com cal e cinza volante percebe-se que o teor de umidade para o qual observa-se o valor máximo de resistência é inferior àquele representado pela umidade ótima de compactação, de maneira similar ao comportamento verificado no presente trabalho, para a mistura CV_4 , submetida à 28 dias de cura. Entretanto, essa diferença é reduzida com o aumento do período de cura dos corpos-de-prova, indicando que um fornecimento de água pode ser necessário para a continuidade do processo de hidratação (MATEOS, 1961). Conforme argumenta NARDI (1975), esse acréscimo do teor de umidade necessário à obtenção dos valores máximos de resistência pode ser explicado pelo prolongamento das reações pozolânicas a longo prazo. Além disso, independentemente da maneira como a quantidade de água influencia no aspecto físico-químico das reações, existe também outra condicionante decorrente das condições de compactação dos corpos-de-prova à qual, possivelmente, pode-se atribuir certa parcela de responsabilidade no que diz respeito à mobilização de resistência. Esta condicionante é representada pelas diferentes condições micro-estruturais apresentadas pelas amostras, depois de compactadas, ilustradas nas Fotos 4.6, 4.8 e 4.10. Da análise destas fotomicrografias parece razoável supor que a cimentação resultante do mecanismo de estabilização também pode ser

igualmente influenciada pelo arranjo micro-estrutural originado pelas diferentes condições de compactação. Essa discussão será continuada, a seguir, com a análise dos resultados dos ensaios triaxiais de compressão.

5.2.2.1.2 Compressão triaxial

Previamente à discussão dos resultados obtidos nos ensaios de compressão triaxial, cabe ressaltar que, as observações feitas a seguir são válidas para as condições específicas e peculiares deste programa experimental. No entanto, com o intuito de situar o experimento aqui discutido num contexto mais geral, seria importante observar-se algumas destas características: (1) a faixa investigada para o nível de tensões efetivas médias iniciais (20, 60 e 100 kPa) é relativamente baixa, quando comparada àquelas utilizadas em outros trabalhos apresentados na bibliografia e não conduz à destruição da cimentação artificial induzida pela estabilização pozolânica (e.g. LEROUEIL & VAUGHAN, 1990); (2) o índice de vazios resultante dos procedimentos de compactação dos corpos-de-prova (e_0) é relativamente baixo ($\cong 0,60$) e, mesmo nas amostras onde procurou-se variar os parâmetros de compactação para a investigação dos efeitos da densidade e teor de umidade sobre o comportamento mecânico, a variação daí resultante não é expressivamente significativa, dificultando, de maneira especial, a análise das fotomicrografias obtidas com o microscópio eletrônico de varredura; (3) o processo utilizado para a confecção dos corpos-de-prova, baseado num procedimento de compactação dinâmica, também pode trazer algumas limitações principalmente no caso das misturas contendo cinza volante, especialmente para as amostras moldadas no ramo úmido, da mistura CV_4 (e.g. NARDI, 1975). Ainda assim, a adoção dos critérios definidos no Item 3.5.3 permitiu uma discrepância máxima, em termos absolutos, para o teor de umidade e peso específico aparente seco dos corpos-de-prova de 0,5% e 0,30 kN/m³, respectivamente, sobre os valores definidos na Tab. 4.2. Em termos percentuais, isso significa dizer que os corpos-de-prova foram reproduzidos com, no mínimo, 98% do valor estipulado para o peso específico aparente seco e com teores de umidade compreendidos entre 98% a 102% da especificação. Entretanto, todo esse rigorismo não foi suficiente para garantir exatamente a mesma densidade no caso específico dos corpos-de-prova da mistura CV_4 moldados com os parâmetros definidos nos ramos seco e úmido da curva de compactação apresentada na Fig. 4.8 devido às dificuldades anteriormente citadas (Fig. 5.4). Dessa forma, na análise que segue, quando da influência específica dos efeitos da densidade e teor de umidade de compactação, os resultados apresentados são correlacionados com os parâmetros de cada ensaio, em particular, e não com

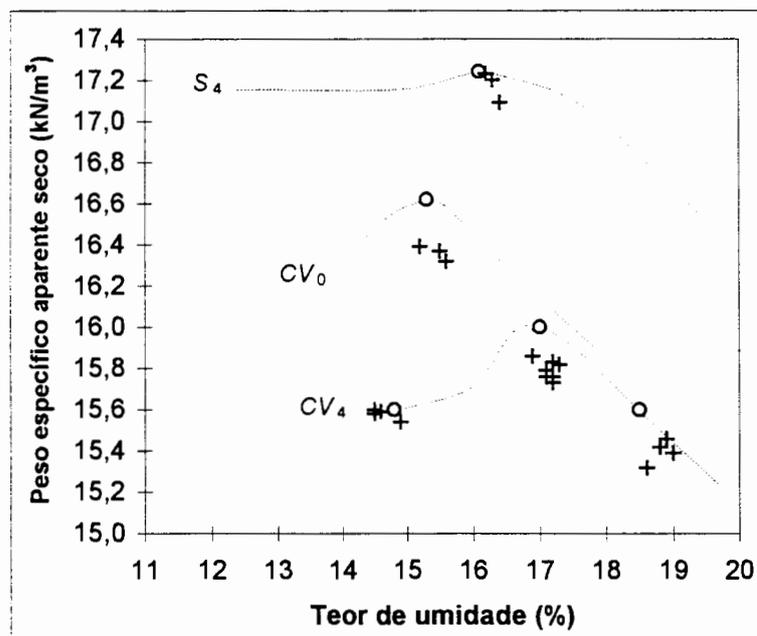


Figura 5. 4 - Parâmetros de compactação dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios triaxiais (barras de erro representam a tolerância adotada)

os definidos originalmente na Tab. 4.2; (4) a variação das condições de compactação da mistura CV_4 acarreta mudanças na densidade global dos corpos-de-prova que são acompanhadas, também, de mudanças micro-estruturais (Fotos 4.6, 4.8 e 4.10). De maneira que os aspectos decorrentes dessas variações podem também trazer implicações ao processo de desenvolvimento da cimentação possivelmente um pouco diferentes daquelas que seriam esperadas, por exemplo, do simples aumento de densidade devido à adoção de diferentes energias de compactação em corpos-de-prova moldados sempre nas condições de umidade ótima e máximo peso específico aparente seco.

A variação da tensão desvio na ruptura das diversas misturas com o nível de tensões efetivas médio inicial, registrada para todos os ensaios, é apresentada a seguir no gráfico da Fig. 5.5. Da análise desta figura pode-se perceber que a mistura CV_0 apresenta exatamente o mesmo comportamento do solo natural (mistura S_0) denotando que a adição de cinza volante, unicamente, não altera o valor máximo da resistência ao cisalhamento mobilizada durante os ensaios drenados de compressão (vide Fig. 4.9 e 4.11) tampouco a influência do nível de tensões efetivas médias sobre a resistência, na faixa investigada. Por outro lado, a adição de 4% de cal de carbureto ao solo natural (mistura S_4) produz um incremento nos valores de q_{rup} muito embora mantendo o mesmo efeito decorrente da variação do nível de tensões efetivas inicial, possivelmente denotando uma contribuição decorrente apenas da cimentação oriunda da estabilização solo-cal mobilizada neste processo.

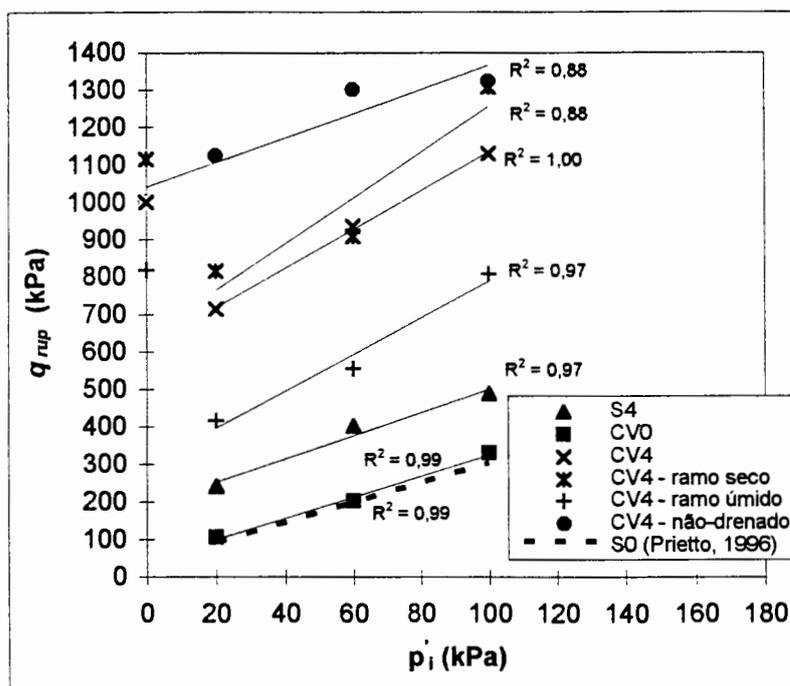


Figura 5. 5 - Variação da Tensão Desvio na ruptura com a Tensão Efetiva Média Inicial

Comportamento similar é observado por PRIETTO (1996), mediante a adição de cimento pozolânico ao mesmo solo residual de arenito estudado neste trabalho e por outros autores para outros materiais cimentados (e.g. CLOUGH et. al, 1981; CHANG & WOODS, 1992; HUANG & AIREY, 1993). Contudo, o mecanismo de estabilização promovido pela adição conjunta de cinza volante e cal de carbureto, independentemente das condições de compactação, promove um aumento consideravelmente maior dos valores de resistência ao cisalhamento alterando, também, a maneira como o nível de tensões efetivas médias inicial interage neste processo, uma vez que os gradientes das retas obtidas por regressão linear de todas as misturas CV_4 são razoavelmente maiores que aqueles observados para as misturas S_0 , S_4 e CV_0 . De maneira que, parece haver dois tipos distintos de comportamento em função do mecanismo de cimentação envolvido, o primeiro, ligado à cimentação oriunda da estabilização solo-cal (mais fraca, para a faixa de aditivos utilizada) e, o segundo, decorrente da estabilização solo-cinza-cal, mais forte. Este aspecto, relacionado à natureza da cimentação artificial utilizada nos procedimentos envolvendo estabilização de solos é discutido por CHANG & WOODS (1992), que argumentam que o nível de cimentação poderia ser melhor quantificado analisando-se alguns aspectos característicos de cada material estabilizado como o percentual preenchido dos vazios e as propriedades do material cimentante, resultando numa melhor interpretação da micro-estrutura e numa avaliação mais adequada da cimentação entre as partículas. Observando-se as fotomicrografias destas misturas, na menor ampliação utilizada

(Fotos 4.5a e 4.7a), correspondente a um aumento de 50 vezes, fica bastante difícil definir-se alguma correlação com o comportamento macroscópico uma vez que em ambas as fotografias, o aspecto da micro-estrutura parece ser bastante denso com grande parte dos vazios da fração arenosa preenchidos. Contudo, a análise das subseqüentes ampliações - aumentos de 500x, 1500x e 4400x - das respectivas figuras permite caracterizar de maneira bastante evidente que os mecanismos físico-químicos envolvidos em ambos os processos são sensivelmente distintos, também na ilustração micro-estrutural, apresentando arranjos interparticulares e formação de novos produtos fundamentalmente diferentes e peculiares, seguramente responsáveis pela diferença observada no comportamento mecânico.

Ainda sobre o gráfico apresentado na Fig. 5.5 parece interessante salientar que os valores médios dos ensaios de resistência à compressão simples, também plotados nesta figura, obtidos para a mistura CV_4 , não se ajustam aos resultados dos ensaios drenados. Entretanto, no caso específico dos corpos-de-prova compactados na umidade ótima existe uma correlação razoável com os valores de resistência na ruptura observados para os ensaios triaxiais não-drenados. Este comportamento destaca que os ensaios de resistência à compressão simples destas misturas apresentam um possível caráter não-drenado, com geração de uma razoável parcela de excesso de poro-pressão negativa durante o carregamento. Por conseguinte, quando da utilização desta variável de referência (q_u) como única grandeza para avaliação direta do grau de cimentação, propriamente, parece ser relevante levar este aspecto em consideração (e.g. PRIETTO, 1996; AIREY, 1993; GENS & NOVA, 1993; CLOUGH et al., 1981).

A influência da variação das condições de compactação dos corpos-de-prova da mistura CV_4 , submetida a 28 dias de cura, sobre o valor observado para a tensão desvio na ruptura nos ensaios drenados é discutida a seguir. Segundo MITCHELL (1964), no caso de solos que apresentam uma certa quantidade de argila, o comportamento mecânico pode estar relacionado à influência que as condições de compactação exercem sobre a fase argilosa do material. Em baixos teores de umidade e esforços de compactação as partículas de argila tenderão a se agrupar de maneira mais ou menos aleatória, formando uma estrutura denominada floculada (vide Fotos 4.8c e 4.8d referentes ao material moldado no ramo seco, sem cura). À medida que eleva-se o teor de umidade de moldagem, as forças inter-particulares são suficientemente reduzidas de tal maneira que pode ser atingida uma situação na qual o mesmo esforço de compactação é capaz de criar um arranjo onde as partículas estão dispostas de maneira mais ou menos paralela umas às outras (compare-se Fotos 4.6 e 4.10 para a mesma

mistura, compactada na umidade ótima e no ramo úmido, respectivamente). Em função destas alterações, conclui aquele autor, as propriedades mecânicas do material podem mudar de maneira bastante significativa. A seguir apresenta-se as curvas tensão-deformação e de variação volumétrica (Fig. 5.6 e 5.7), similares àquelas apresentadas no capítulo 4, obtidas mediante a realização de ensaios triaxiais drenados de compressão, na tensão efetiva média inicial de 20 kPa, para a mistura CV_4 , submetida às mesmas condições de compactação definidas na Tab. 4.2 (umidade ótima, ramo seco e ramo úmido). Estes ensaios, porém, foram realizados imediatamente após a compactação dos corpos-de-prova, eliminando-se, desta forma, o efeito decorrente do processo de cimentação pozolânico.

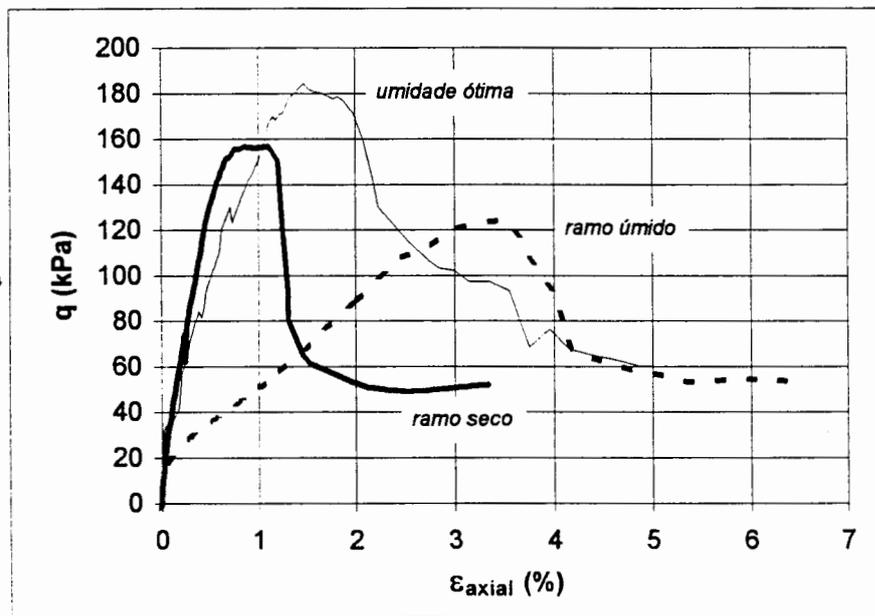


Figura 5. 6 - Deformação Axial x Tensão Desvio - $p'_i = 20$ kPa (mistura CV_4 - sem cura)

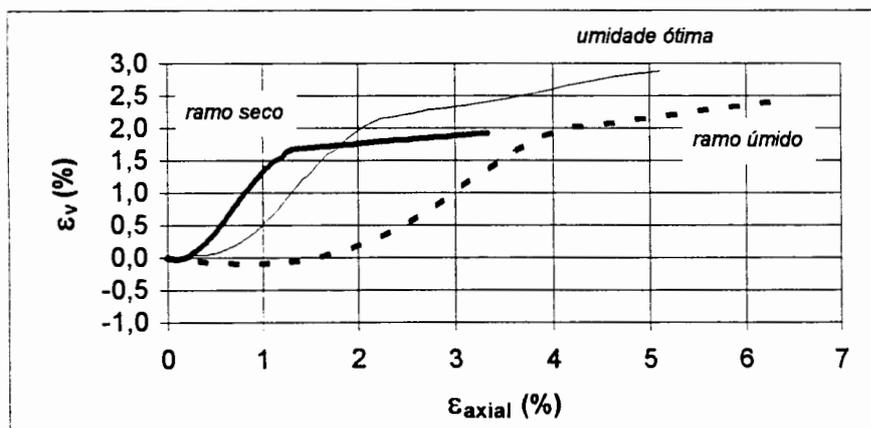


Figura 5. 7 - Deformação Axial x Deformação Volumétrica - $p'_i = 20$ kPa (mistura CV_4 - sem cura)

Ainda assim, em linhas gerais, pode-se dizer que o comportamento é bastante similar àqueles observados para a mesma mistura curada à 28 dias, sob as três distintas condições de

compactação (Fig. 4.27 a 4.32), diferenciando-se, unicamente, no que diz respeito ao valor da tensão desvio na ruptura para as misturas compactadas no ramo seco e na umidade ótima. Isso denota, possivelmente, que, independentemente do nível de tensões efetivas médias inicial e do efeito da cimentação o comportamento tensão-deformação e de variação volumétrica é afetado principalmente pela condição micro-estrutural decorrente dos distintos parâmetros de compactação adotados. Porém, os valores de resistência ao cisalhamento mobilizados na ruptura parecem ser afetados também pela cimentação pozolânica. Este aspecto pode ser discutido observando-se os gráficos apresentados a seguir. As Fig. 5.8 e 5.9 mostram a variação da tensão desvio na ruptura com os parâmetros de compactação da mistura CV_4 , ensaiada após a compactação, portanto, suprimindo-se o procedimento de cura dos corpos-de-prova. As Fig. 5.10 e 5.11 mostram as mesmas relações para os corpos-de-prova curados à 28 dias. Da análise das Fig. 5.8 e 5.9 percebe-se que o comportamento na ruptura do material não-cimentado é proporcional ao índice de vazios inicial das amostras, aqui representado, por conveniência, em função do peso específico aparente seco obtido na moldagem (e.g. MITCHELL, 1964), onde a maior densidade corresponde ao maior valor de resistência. Porém, no caso do material submetido ao mecanismo pozolânico de estabilização percebe-se uma distorção da relação densidade-resistência corroborando os resultados observados nos ensaios de resistência à compressão simples.

Da análise conjunta das Fig.4.35 a 4.43 e Fig. 5.5 pode-se tecer algumas considerações a respeito da influência das condições de drenagem, nos ensaios realizados sobre a mistura CV_4 , sobre o valor da tensão desvio na ruptura. Para a faixa de tensões investigada, relativamente baixa, os valores máximos de resistência ao cisalhamento na ruptura foram afetados pelas condições de drenagem sob as quais os ensaios foram realizados. A resistência não-drenada foi sempre superior mantido o mesmo nível de tensões efetivas médio inicial. Esse comportamento pode ser atribuído à geração de poro-pressão negativa, durante o carregamento, nos ensaios não-drenados. Entretanto, parece haver uma tendência no sentido da equalização das resistências com o aumento do nível de tensões efetivas médio. Projetando-se as linhas de regressão da Fig. 5.5, pode-se prever, ainda que de maneira bastante aproximada, que essa igualdade pode ser esperada para um nível de tensões efetivas médios inicial em torno de 180 kPa. Contudo, um aspecto possivelmente interessante a esse respeito pode ser levantado no que tange à aplicação de um carregamento muito rápido, para os menores níveis de tensões, com posterior permissão de drenagem.

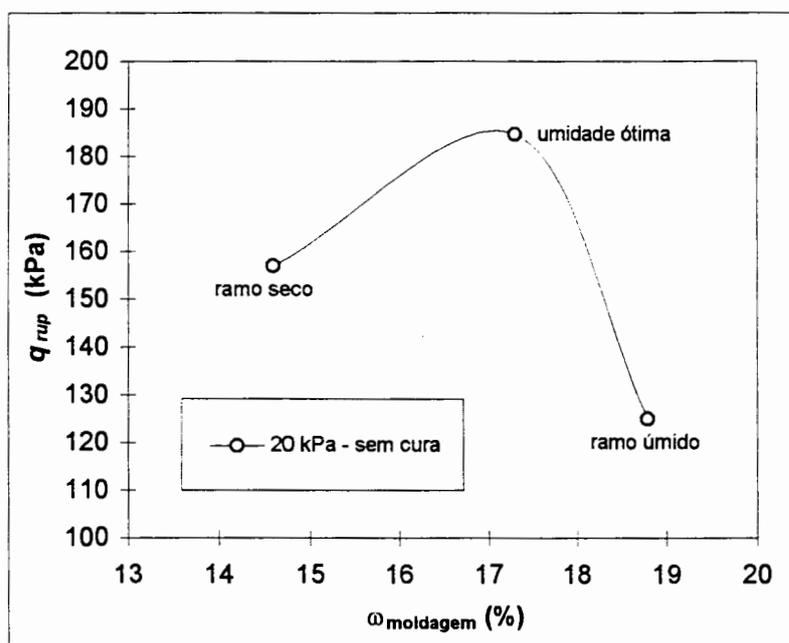


Figura 5. 8 - Variação da Tensão Desvio na ruptura com a umidade de moldagem (CV_4 - sem cura)

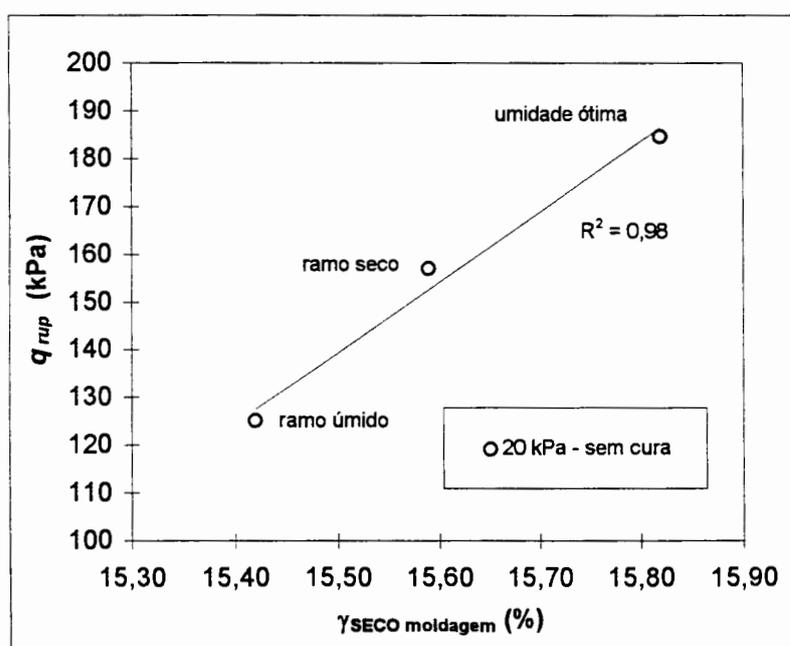


Figura 5. 9 - Variação da Tensão Desvio na ruptura com a densidade (CV_4 - sem cura)

Em outras palavras, parece razoável supor que, no caso de baixos níveis de tensões efetivas médios iniciais, a condição à curto prazo pode não representar a condição mais crítica se a aplicação do carregamento for feita num período relativamente curto e for permitida a manutenção de condições de drenagem a seguir (e.g. CLOUGH et al., 1979).

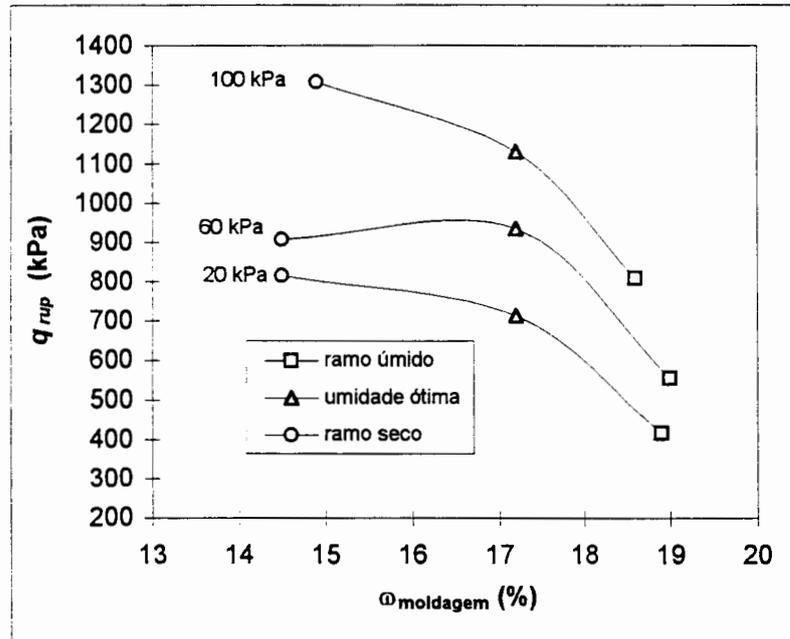


Figura 5. 10 - Variação da Tensão Desvio na ruptura com a umidade de moldagem (CV_4 - 28 dias de cura)

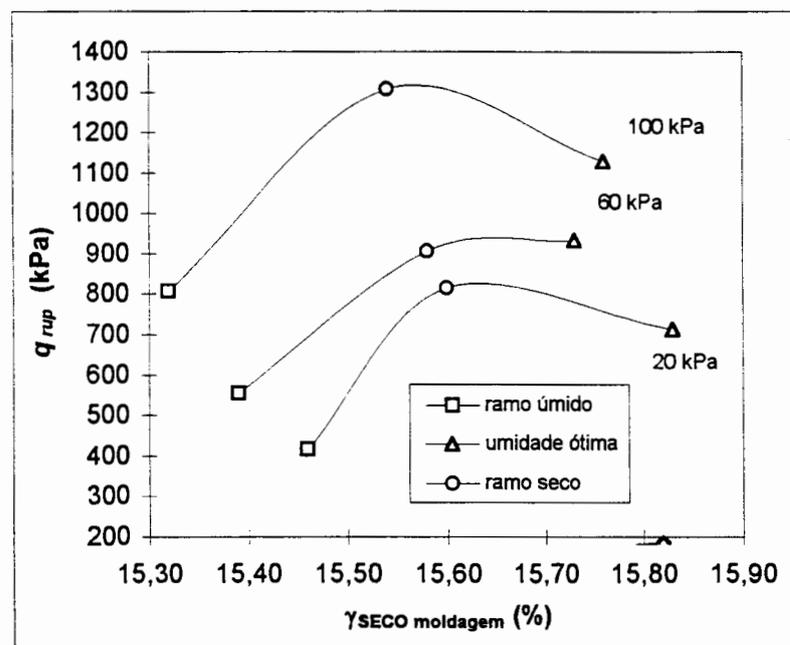


Figura 5. 11 - Variação da Tensão Desvio na ruptura com a densidade (CV_4 - 28 dias de cura)

5.2.2.2 Coesão efetiva

Previamente à discussão dos valores obtidos para os parâmetros de resistência ao cisalhamento, parece importante salientar que esses resultados refletem apenas a interpretação do ajuste obtido por intermédio da regressão, nesse caso linear, dos dados experimentais

correspondentes às condições última e de ruptura. Em adição, os elevados valores de resistência mobilizados no caso das misturas fortemente cimentadas torna qualquer variação dos pontos ajustados bem mais sensível, a despeito dos elevados valores obtidos para os coeficientes de determinação (Tab. 4.4). Conforme argumentam SAXENA & LASTRICO (1978), 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. Como a cimentação artificial induzida no presente trabalho é oriunda de dois mecanismos distintos de estabilização e parece também ser afetada pelas condições de compactação dos corpos-de-prova torna-se difícil estabelecer uma correlação específica porque não existe uma variável única para a definição de tal aspecto. Por esse motivo, utiliza-se a seguir os valores médios da resistência à compressão simples como medida aproximada do grau de cimentação, apesar das observações realizadas no Item 5.2.2.1 a respeito da influência da velocidade de carregamento sobre os valores de q_u . A Fig. 5.12, a seguir, apresenta essa relação entre o intercepto coesivo na ruptura e o grau de cimentação induzido pela estabilização das misturas, estimado pelos valores médios de resistência à compressão simples, da qual pode-se identificar três níveis relativamente distintos. O primeiro (coesão < 10 kPa), apresentado pelas misturas não-cimentadas (S_0 e CV_0), descontinuidas de cal de carbureto. O segundo (coesão entre 40 kPa e 60 kPa), denotando um nível de cimentação intermediário, apresentado pelas misturas S_4 e CV_4 , sendo esta última compactada no ramo úmido. O terceiro, superior a todos os demais, reunindo os valores de intercepto coesivo da mistura CV_4 , compactada na umidade ótima (submetida às duas condições de carregamento) e no ramo seco. Da análise qualitativa das fotomicrografias destas misturas (Fotos 4.4, 4.5, 4.7, 4.9 e 4.11), a mistura CV_4 , compactada no ramo seco é a que parece apresentar sinais mais evidentes do desenvolvimento da cimentação pozolânica (Foto 4.9d). A mesma mistura, compactada na umidade ótima (Foto 4.7) também apresenta a formação de novos produtos sobre a matriz original (compare-se com a Foto 4.6, do material não submetido à cura) mas evidencia, também, uma menor porosidade. A amostra compactada no ramo úmido, da mesma mistura (CV_4), por outro lado, não apresenta de maneira muito clara a formação de novas ligações interparticulares (Foto 4.11c e 4.11d), contudo, nos menores aumentos (50x) pode-se notar um certo preenchimento dos poros, comparando-se o material não cimentado àquele submetido à 28 dias de cura (Fotos 4.10a e 4.11a). Dessa forma, o valor do intercepto coesivo na ruptura das misturas parece estar relacionado em primeiro lugar com o tipo de cimentação induzida pelos mecanismos de estabilização mas, também, pela influência das condições de compactação dos corpos-de-prova

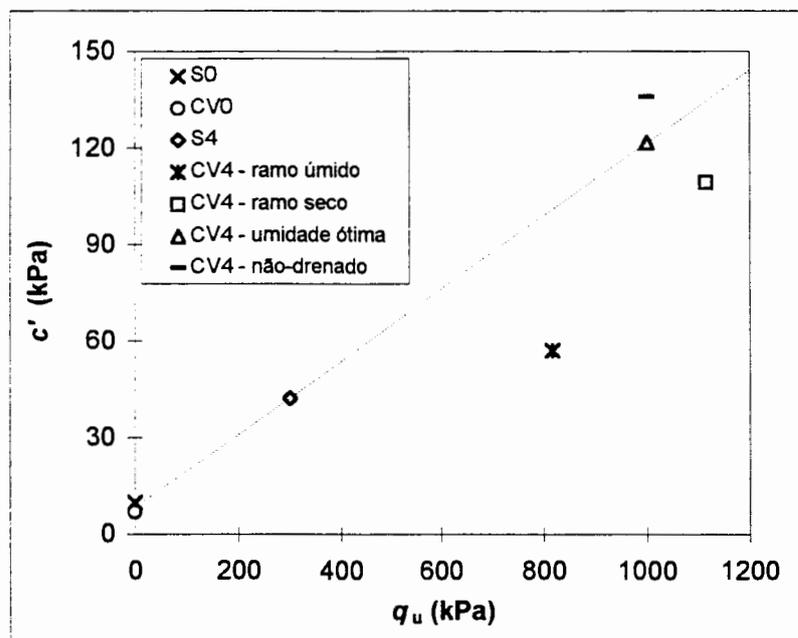


Figura 5. 12 - Variação do intercepto coesivo determinado na ruptura com a cimentação

resultando em distintos arranjos micro-estruturais, sobre os quais o processo artificial de desenvolvimento da cimentação se dará de maneira mais ou menos efetiva.

5.2.2.3 Ângulo de atrito

Na condição de ruptura, os valores verificados para o ângulo de atrito, determinados nos ensaios drenados, situam-se basicamente em dois patamares, sendo o primeiro, variando de 35° a 38°, constituído para as misturas não cimentadas (S_0 e CV_0) ou fracamente cimentadas (S_4). O segundo nível, reúne os resultados da mistura CV_4 , para as três condições de compactação utilizadas, variando de 46° a 50° (Fig. 5.13 e Tab. 4.4). Desta observação pode-se fazer as seguintes considerações: (1) o processo de cimentação mais efetivo, registrado no caso das misturas solo-cinza-cal, independentemente dos parâmetros de compactação acarretou uma variação significativa do ângulo de atrito interno (e.g. PRIETTO, 1996; ROHLFES JR., 1996; LADE & OVERTON, 1989; HUANG & AIREY, 1993), quando comparado ao do solo natural (S_0) ou, ainda, ao da mistura solo-cinza (CV_0), sem cimentação. Este fato discorda dos resultados apresentados em diversos trabalhos da bibliografia que sugerem que o ângulo de atrito não é influenciado pela cimentação, estando apenas a parcela referente ao intercepto coesivo sujeita à esta influência (e.g. CLOUGH et al., 1979, 1981; O'ROURKE & CRESPO, 1988). Contudo, esta observação está de acordo com o trabalho de PRIETTO (1996), que verificou que o ângulo de atrito na ruptura é alterado quando da adição

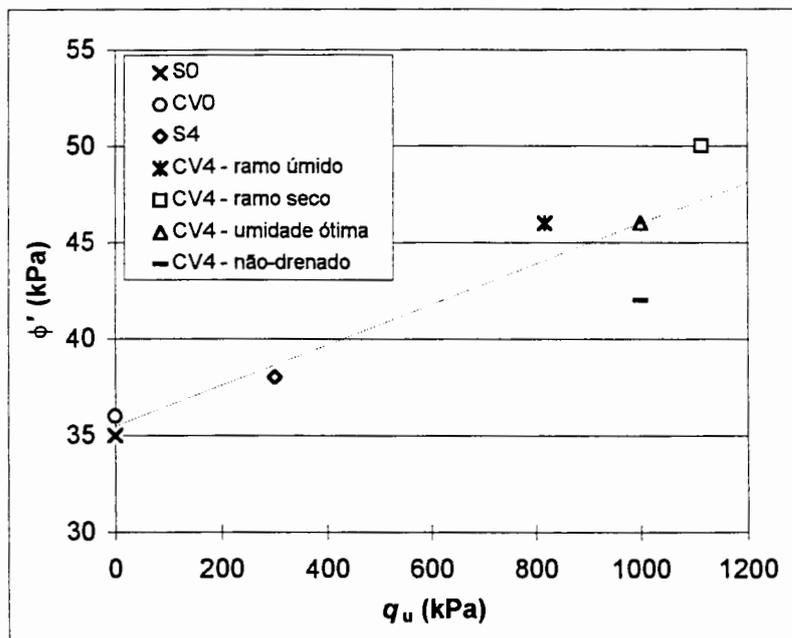


Figura 5.13 - Variação do ângulo de atrito de pico com a cimentação

de cimento Portland ao solo residual de arenito; (2) no caso da estabilização com cal, unicamente (mistura S_4), a pequena variação do ângulo de atrito decorrente deste outro processo de cimentação, produzindo ligações possivelmente mais fracas (CHANG & WOODS, 1992), para o teor adotado (4%), comporta-se de maneira similar aos trabalhos acima citados, que supõem uma pequena ou nula variação do ângulo de atrito com a cimentação.

LADE & OVERTON (1989), ao estudarem o comportamento de um solo granular bem graduado artificialmente cimentado em uma ampla faixa de tensões de confinamento 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. Os autores também corroboram o modelo mecanístico de Lambe para solos cimentados, que sugere que o aumento do ângulo de atrito é causado por um aumento na taxa de dilatância, que, por sua vez, é causado pelo maior intertravamento proporcionado pelos grãos maiores formados a partir da cimentação dos grãos menores. Por este motivo, os autores concluem que 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. CONSOLI et al. (1997a), observam que a adição de fibra de vidro, ao mesmo

solo residual deste trabalho, artificialmente cimentado com cimento pozolânico, causa um aumento apenas no ângulo de atrito de ruptura do material assim estabilizado, mantendo os valores de intercepto coesivo praticamente inalterados. Efeito similar poderia estar sendo induzido, portanto, devido aos diferentes mecanismos de estabilização aqui utilizados, resultando em ligações interparticulares de diferente natureza, resultando, possivelmente, em efeitos distintos da cimentação sobre os mecanismos de mobilização de resistência ao cisalhamento.

A diferença percebida entre os parâmetros de resistência determinados para a mistura CV_4 , submetida aos diferentes tipos de carregamento (drenado e não-drenado) pode estar relacionada à faixa utilizada para os níveis médios de tensões efetivas na qual é realizado o ajuste (linear) desses mesmos parâmetros. Nesse caso, contudo, as próprias trajetórias de tensões efetivas, do carregamento não-drenado, já parecem delimitar de maneira mais realística a real envoltória de ruptura do material (e.g. CONSOLI, 1997b), provavelmente curva, conforme pode ser observado na Fig. 4.49. Como o carregamento não-drenado eleva o nível de tensões médio onde verificam-se os valores máximos de resistência e a envoltória de ruptura estabelecida pela regressão, é apenas aproximada por um ajuste linear, esse ajuste resulta na obtenção de parâmetros um pouco distintos com redução no ângulo de atrito.

5.2.3 ESTADO ÚLTIMO

Conforme salienta PRIETTO (1996), a determinação completa do estado último (espaço $p:q:e$) apresenta inúmeras dificuldades decorrentes basicamente do modo de ruptura. Conforme descrito no Item 4.3.2.4, todas as amostras no presente trabalho apresentaram ruptura frágil com a formação de planos de ruptura bem definidos. Dessa forma, as deformações axiais e volumétricas medidas após o pico não mais representariam as condições médias do corpo-de-prova, mas sim seriam resultantes de um processo de deslizamento de dois blocos rígidos (e.g. PRIETTO, 1996; HUANG & AIREY, 1993). A Fig. 4.49 que apresenta as trajetórias de tensões efetivas da mistura CV_4 sob carregamento não-drenado parece ressaltar essa hipótese. Como no caso do carregamento não-drenado não existe uma imposição para a trajetória de tensões efetivas, pode-se notar que, ultrapassado o valor máximo de ruptura, a trajetória só é capaz de sustentar um mesmo valor de q (pré-ruptura) sob um nível mais elevado de tensões efetivas médias p . Isto pode estar representando que, uma vez formado o plano de ruptura, é necessário um incremento nas tensões normais para suportar o

deslizamento das duas cunhas formadas, separadas por esse plano. Contudo, apesar das restrições referentes ao modo de ruptura, as observações feitas a seguir poderiam ser destacadas, a respeito do comportamento observado na condição *final* dos ensaios drenados, conforme definido no Item 3.1: (1) a estabilização dos valores de resistência após a ruptura parece ser pouco afetado pelas condições de moldagem dos corpos-de-prova da mistura CV_4 (Fig. 4.27, 4.29 e 4.31). O processo de estabilização utilizado, por outro lado, resultando em diferentes tipos de cimentação, parece influenciar de maneira mais contundente, os valores finais da tensão desvio, após a ruptura (Fig. 4.21, 4.23 e 4.25); (2) a tendência de estabilização à um valor constante com o aumento da deformação axial, no caso das curvas de variação volumétrica, é um pouco menos clara, porém, também parecem estar encaminhando-se para este mesmo comportamento (Fig. 4.22, 4.24, 4.26, 4.28, 4.30 e 4.32); (3) com exceção da mistura CV_4 , compactada na umidade ótima, todas as outras misturas apresentam valores reduzidos na determinação do intercepto coesivo na condição última (Fig. 4.55 e Tab. 4.4). Segundo CLOUGH et al. (1981), a existência de uma pequena parcela de coesão última pode ser creditada à presença de partículas de silte e argila, as quais contribuiriam para uma coesão natural. No entanto, CONSOLI et al. (1996) relatam valores significativos de coesão residual (entre 20 kPa e 60 kPa) para um solo residual de argilito artificialmente cimentado com cimento pozolânico. O mesmo comportamento é relatado para o solo residual de arenito, idêntico ao do presente trabalho, estabilizado com cimento pozolânico, com adição de fibra de vidro, resultando em valores de coesão residual da ordem de 30 kPa (CONSOLI et al. 1997a), praticamente idênticos ao registrado no presente trabalho para a mistura CV_4 , estabilizada com cal de carbureto e cinza volante, submetida à carregamento drenado (Tab. 4.4); (4) em relação ao ângulo de atrito último, percebe-se que ele é muito semelhante para algumas das misturas compactadas na umidade ótima (S_0 , CV_0 e CV_4), submetidas ao carregamento drenado, sendo que no caso das duas primeiras (não-cimentadas), o valor é bastante similar ao observado na ruptura. No caso específico da mistura submetida à estabilização com cal de carbureto, unicamente, o ângulo de atrito último é igual ao valor registrado na ruptura (38°).

Estas observações parecem indicar que para a baixa faixa de tensões efetivas médias iniciais estudada, onde verifica-se um comportamento na ruptura frágil existe uma certa dificuldade para a determinação de um estado último único, independente do grau de cimentação, contudo, esta condição de unicidade parece ser tão mais evidente quanto mais fracas e passíveis de serem destruídas pelo cisalhamento forem as ligações entre as partículas. Segundo PRIETTO (1996), a falta de unicidade em relação ao estado último pode ser

explicada, possivelmente, pelo fato de que a estrutura inicial do material artificialmente cimentado não é totalmente destruída quando o modo de ruptura apresenta um aspecto de fragilidade evidente, em baixos níveis de tensões efetivas. A análise das fotomicrografias parece corroborar esta hipótese, uma vez que pode-se notar a existência de condições microestruturais bastante distintas entre as misturas de acordo com o mecanismo de estabilização responsável pela cimentação artificial e as condições de compactação (Fotos 4.4, 4.5, 4.7, 4.9 e 4.11).

5.3 MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO

Todas as amostras ensaiadas durante o programa experimental apresentaram um comportamento inicial bastante rígido, aparentemente linear até um ponto de plastificação, a partir do qual o corpo-de-prova passava a apresentar deformações plásticas crescentes até a ruptura. Conforme observado por MARTINS (1994), alguns autores propõe que a identificação do ponto de fluência seja feita em uma escala log-log (VAUGHAN, citado por MARTINS, 1994) ou em uma escala aritmética-log (MACCARINI, 1987), no espaço tensão-deformação. No caso do presente trabalho, a segunda opção foi a que melhor adequou-se aos resultados experimentais.

A Fig. 5.14 apresenta a curva tensão-deformação da amostra compactada no ramo úmido da mistura CV_4 ensaiada sob o nível de tensões efetivas médio inicial de 60 kPa, já apresentada anteriormente na Fig. 4.19, agora, porém, plotada na escala $\log q \times \epsilon_{axial}$ (e.g. MARTINS, 1994; MACCARINI, 1987; BRESSANI, 1990). Nesta figura pode-se distinguir claramente o ponto de plastificação mencionado anteriormente (pouco acima de 100 kPa).

PRIETTO (1996) observou que um dos aspectos mais notáveis do comportamento do solo residual de arenito, artificialmente cimentado com cimento pozolânico, no caso do seu trabalho, foi o aumento da rigidez inicial com o grau de cimentação. Contudo, observando-se as curvas tensão-deformação de todas as misturas apresentadas no Capítulo 4, percebe-se que, no caso do presente trabalho, não só a cimentação mas também as condições de compactação interferem de maneira bastante contundente na rigidez inicial. A Fig. 5.15 mostra a variação da deformação axial na ruptura com o nível de tensões para todas as misturas ensaiadas sob carregamento drenado e, no caso da mistura CV_4 , também para o carregamento não-drenado e diferentes condições de compactação.

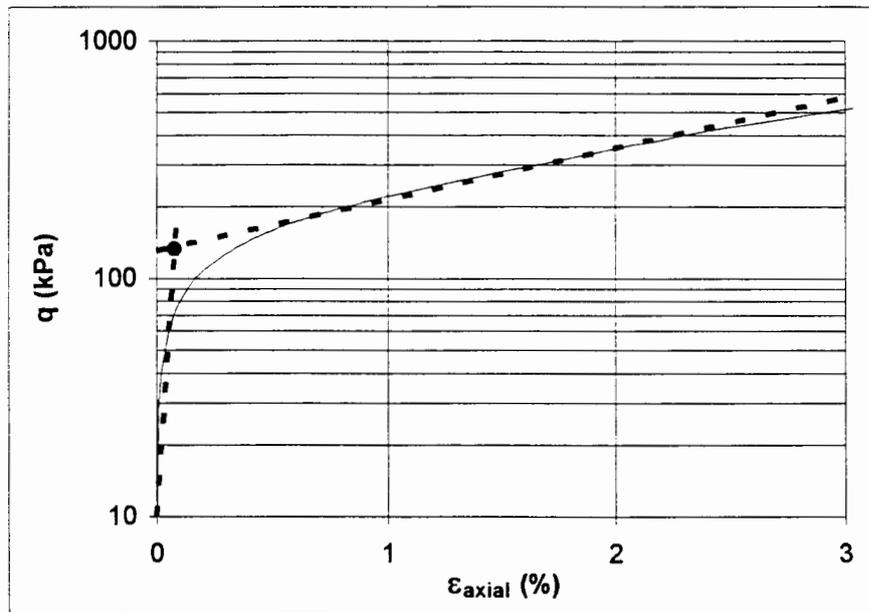


Figura 5.14 - Detalhe da curva tensão-deformação (mistura CV_4 - ramo úmido) $p_i = 60$ kPa

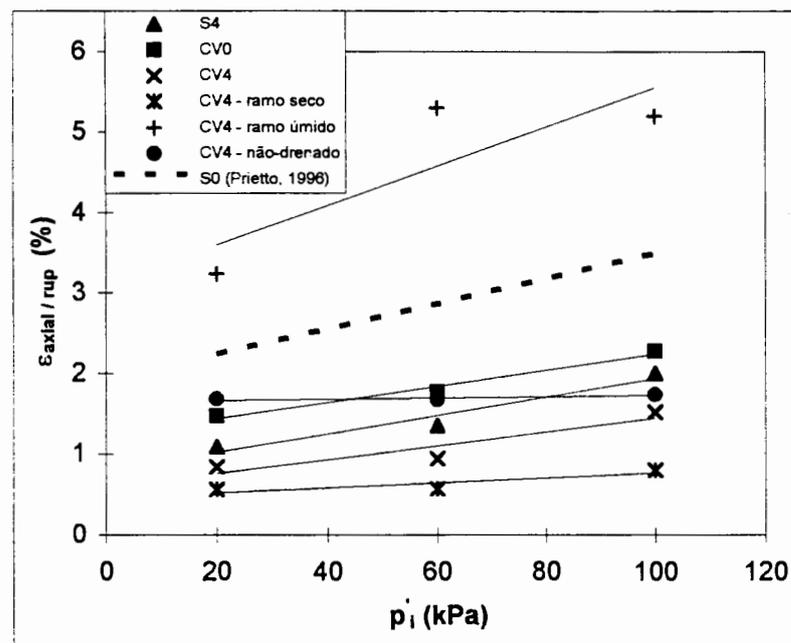


Figura 5.15 - Variação da deformação axial na ruptura

Da análise desta figura pode-se observar alguns aspectos como: (1) a deformação axial na ruptura diminui com a cimentação (compare-se somente as misturas S_0 , CV_0 , S_4 e CV_4 , todas compactadas na umidade ótima). Neste particular, a adição de cinza volante ao solo natural (mistura CV_0), isoladamente, apesar de não alterar significativamente a granulometria da mistura resultante (Fig. 4.59) nem os valores de resistência (Item 5.2.2.1.2), também é capaz de interferir na deformação axial de ruptura, reduzindo-a. Esta observação pode estar relacionada, possivelmente, à variação morfológica das partículas decorrente da adição de

cinza volante, constituída basicamente de partículas esféricas ou bastante arredondadas (Fotos 3.4 e 4.4); (2) a variação das condições de compactação da mistura CV_4 , por outro lado, causa uma mudança ainda mais radical na deformação axial de ruptura do que àquela promovida pelo efeito da cimentação (compare-se os resultados da mistura CV_4 , compactada nas três diferentes condições). A compactação no ramo úmido resulta em valores de deformação axial na ruptura superiores àqueles observados para o solo natural e mostra-se muito mais sujeita à interferência do nível de tensões; (3) a variação das condições de drenagem da mistura CV_4 influencia, em grau bastante menor, a sua rigidez inicial, em relação aos outros fatores citados anteriormente, resultando em valores de ϵ_{axial} na ruptura tão mais próximos quanto maior o nível de tensões; (4) o efeito da tensão efetiva média inicial mostrou-se significativo para o solo não cimentado (PRIETTO, 1996) e para a mistura CV_4 compactada no ramo úmido, aumentando a deformação axial na ruptura à medida que a tensão aumenta. Para as amostras mais cimentadas, o efeito do nível de tensões efetivas não parece ser significativo, sendo praticamente desprezível no caso das misturas CV_4 , quando compactada no ramo seco ou submetida à carregamento não-drenado, compactada na umidade ótima.

A seguir apresenta-se uma breve análise da variação do módulo secante calculado em relação à origem, com as deformações axiais, enfatizando-se a investigação dos efeitos decorrentes da cimentação, condições de compactação e drenagem. O comportamento característico é mostrado nas Fig. 5.16, 5.17 e 5.18 em um dos níveis de tensões efetivas médias inicial, cabendo ressaltar que é qualitativamente idêntico para os outros níveis estudados. Os gráficos foram plotados conforme sugerido por JARDINE et al., citados por BRESSANI (1990), utilizando-se a escala logarítmica para as deformações, a fim de permitir a análise da variação dos módulos para as pequenas deformações (< 0,01% para as amostras cimentadas). Da análise global destas figuras, algumas observações podem ser enumeradas: (1) o módulo de deformação secante decresce de forma acentuada com o aumento das deformações axiais; BRESSANI (1990) e PRIETTO (1996) relataram comportamentos similares, respectivamente, para um solo cimentado artificial e para o mesmo solo residual de arenito do presente trabalho, estabilizado com cimento pozolânico; (2) a queda do módulo secante é afetada fundamentalmente pelo grau de cimentação (Fig. 5.17) e pelas condições de compactação (Fig. 5.16). Por outro lado, este aspecto não parece ser significativamente influenciado pela variação das condições de drenagem (Fig. 5.18), especialmente no caso da faixa de deformações compreendida entre 0,01% e 1%; (3) em relação à influência das condições de moldagem dos corpos-de-prova para a mistura CV_4 (Fig. 5.16), pode-se dizer que

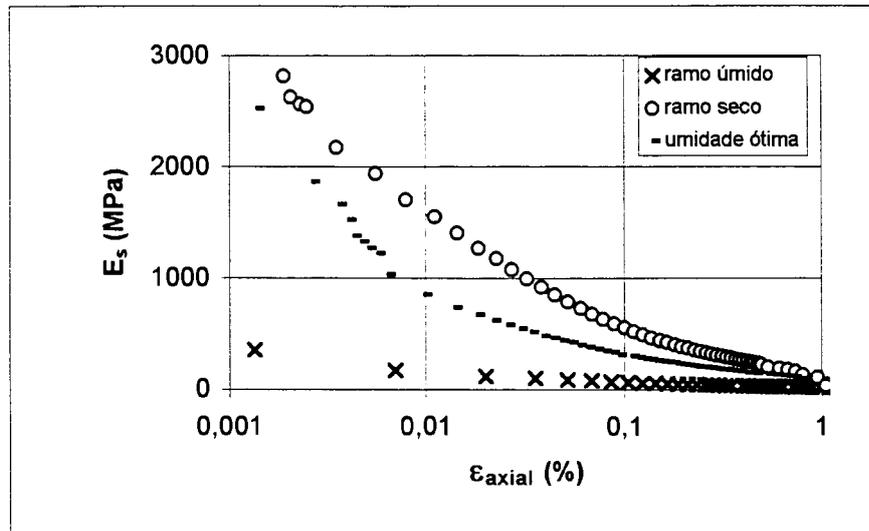


Figura 5. 16 - Variação do Módulo Secante com a Deformação Axial (mistura CV₄) - $p_i = 100$ kPa

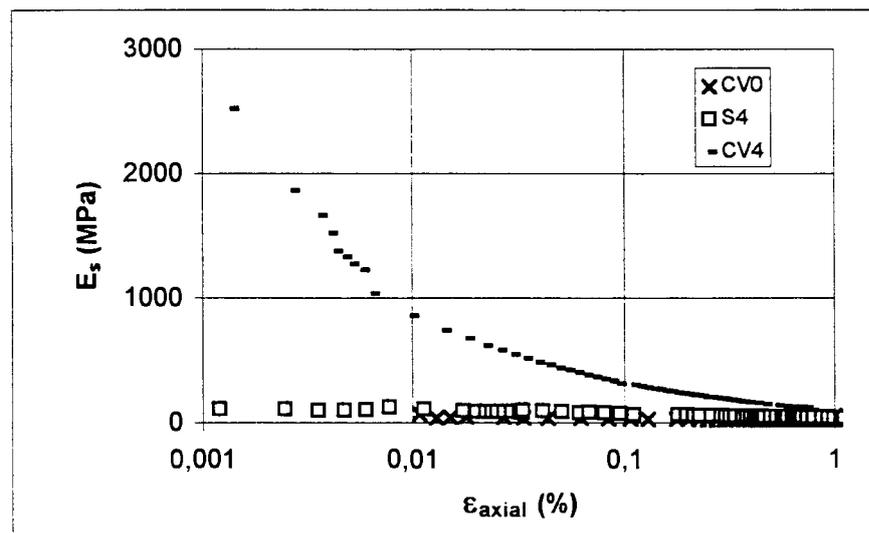


Figura 5. 17 - Variação do Módulo Secante com a Deformação Axial (umidade ótima) - $p_i = 100$ kPa

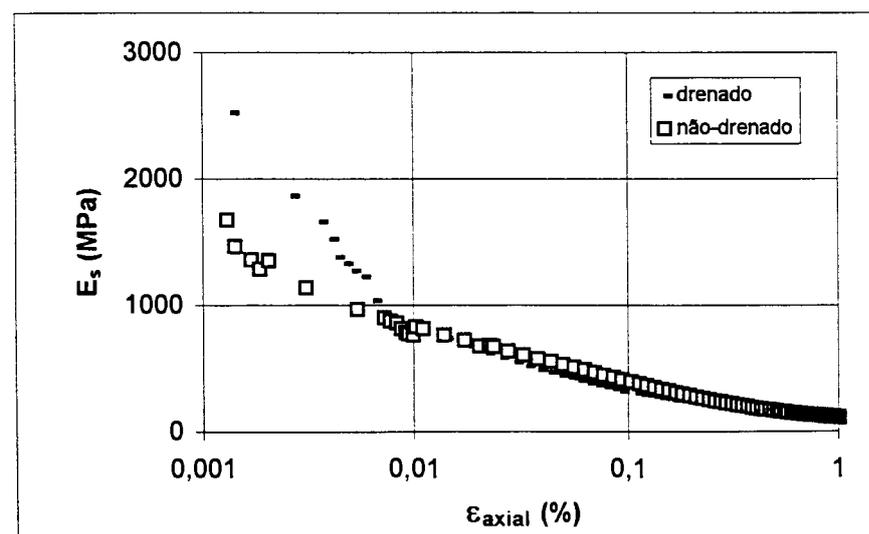


Figura 5. 18 - Variação do Módulo Secante com a Deformação Axial (mistura CV₄) - $p_i = 100$ kPa

a compactação no ramo seco conduz à obtenção dos maiores valores observados para o módulo secante (limite superior), ao passo que a compactação no ramo úmido, de maneira oposta, aos menores (limite inferior); (4) a influência do grau de cimentação sobre a queda do módulo secante com o aumento da deformação axial (Fig.5.17) é percebida de maneira evidente, sendo esta redução tão maior quanto maior o grau de cimentação, nesse caso, representado pelo processo de estabilização com cal de carbureto e cinza volante (mistura CV₄).

Finalmente, da análise global dos resultados apresentados e discutidos neste item, a respeito das características de deformabilidade das misturas estudadas, parece haver indicação evidente de que a influência das condições de compactação sobre a rigidez de uma mistura estabilizada mediante um mecanismo de natureza pozolânica, com cal de carbureto e cinza volante, pode acarretar variações tão significativas quanto àquelas que seriam esperadas pela variação do grau de cimentação. Por outro lado, as condições de drenagem não parecem afetar de maneira especial o aspecto relacionado à deformabilidade desta mesma mistura, para valores de deformação axial inferiores a 1%.

5.4 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

Em linhas gerais pode-se dizer que as observações feitas para os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples, no que diz respeito às variáveis de interesse (*tempo de cura e teor de cal de carbureto*) são válidas, igualmente, no caso da resistência à tração das misturas, estimada pelos ensaios de resistência à compressão diametral.

Observa-se que os valores médios dos ensaios de resistência à compressão diametral aumentam com o tempo de cura embora mantendo-se praticamente invariáveis com o teor de cal de carbureto. A diferença mais significativa, em relação aos valores de resistência à compressão é que, mesmo para a idade de cura mais avançada investigada (180 dias), não existe uma relação claramente linear entre a resistência à tração e o teor de cal de carbureto. Este comportamento pode estar ligado à relação entre a faixa de cal de carbureto adotada (conforme discutido no Item 5.2.2.1.1) e o tempo de cura, mas também aos diferentes mecanismos de resistência mobilizados em cada um dos ensaios separadamente. No ensaio de resistência à compressão diametral, espera-se que, basicamente, a resistência das ligações inter-particulares esteja sendo solicitada.

Além disso, partindo-se do pressuposto que também pode ocorrer uma certa influência devido à geração de poro-pressão negativa durante o carregamento, este aspecto pode dificultar a quantificação da influência real que a cimentação oriunda do processo pozolânico exerce sobre o valor medido de resistência à tração, especialmente porque esses valores são substancialmente menores que àqueles observados na compressão.

Contudo, da análise da Fig. 4.58 parece haver uma indicação de que a taxa de crescimento dos diferentes mecanismos de resistência (tração e compressão) com o tempo de cura é variável (relação q_t/q_u crescente para todas as misturas), com tendência de estabilização apresentando valores para 180 dias de cura compreendidos num intervalo entre 10% e 15%, em função da mistura analisada. Estes valores estão em razoável acordo com outros trabalhos publicados na literatura referentes a materiais artificialmente cimentados (e.g. CERATTI, 1979; NUÑEZ, 1991; CLOUGH et al., 1981).

Por fim, ao contrário das observações envolvendo os próprios valores absolutos das resistências à compressão simples e diametral, a relação entre estas resistências não é significativamente diferente em função do mecanismo de estabilização utilizado. Para a idade de 180 dias de cura, a relação q_t/q_u da mistura solo-cal (S_4) é praticamente da mesma ordem de grandeza daquelas verificadas para as misturas estabilizadas com cal de carbureto e cinza volante.

CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

A partir da análise e discussão dos resultados experimentais e da avaliação da influência das variáveis investigadas (quantidade de resíduos presente nas misturas, tempo de cura, condições de compactação/micro-estrutura, condições de drenagem) sobre o comportamento mecânico dos novos materiais formados, algumas conclusões, válidas dentro das condições e limites específicos do estudo realizado, foram estabelecidas.

De forma geral, o comportamento tensão-deformação das misturas pode ser descrito como sendo inicialmente rígido, aparentemente linear, até um ponto de plastificação, 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 (ensaios drenados) ou o excesso de poro-pressão gerado durante o carregamento (ensaios não-drenados) se tornam estáveis com a deformação axial. As amostras ensaiadas sob carregamento drenado apresentaram, após uma compressão inicial, um comportamento fortemente expansivo durante o cisalhamento. As restrições de drenagem, por outro lado, foram responsáveis pela geração de um excesso de poro-pressão positivo inicial passando a valores negativos com o aumento da deformação axial até um valor estável, após a ruptura, nos ensaios não-drenados.

Todos os aspectos analisados do comportamento mecânico das misturas, acima generalizado, foram influenciados em maior ou menor grau pelo nível de tensões efetivas médias iniciais, pelo grau de cimentação resultante da percentagem de resíduos presente nas diferentes misturas, pelas condições micro-estruturais decorrentes das diferentes condições de compactação e pela variação das condições de drenagem. A seguir são apresentadas as principais conclusões do presente trabalho:

6.1.1 QUANTO À DOSAGEM DAS MISTURAS:

- Uma abordagem baseada num critério analítico de estabilização granulométrica não mostrou muito adequado para a definição da quantidade de cinza volante nas misturas. A adoção de um teor de 25%, de maneira similar à alguns trabalhos encontrados na literatura resultou numa melhora significativa em relação ao comportamento das outras misturas descontinuídas deste resíduo.

- A adoção do conceito do “*Lime Fixation Point*” (HILT & DAVIDSON, 1960) para a definição das quantidades de cal de carbureto das misturas também mostrou-se razoavelmente adequada, resultando em valores de resistência crescentes com o tempo de cura para as misturas contendo também cinza volante.

6.1.2 CONFECÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA:

- O processo utilizado para a confecção dos corpos-de-prova, baseado num procedimento de compactação dinâmica, apresentou algumas dificuldades na sua utilização principalmente no caso das misturas contendo cinza volante e, especialmente, para as amostras moldadas no ramo úmido, da mistura CV₄. Ainda assim, a adoção dos critérios definidos no Item 3.5.3 permitiu uma discrepância máxima, em termos absolutos, para o teor de umidade e peso específico aparente seco dos corpos-de-prova moldados para os ensaios triaxiais de 0,5% e 0,30 kN/m³, respectivamente, sobre os valores especificados. Em termos percentuais, isso significa dizer que os corpos-de-prova foram reproduzidos com, no mínimo, 98% do valor estipulado para o peso específico aparente seco e com teores de umidade compreendidos entre 98% a 102% da especificação.

6.1.3 QUANTO À RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO:

6.1.3.1 *Compressão não-confinada:*

- Os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples indicam que o tempo de cura exerce papel fundamental no valor máximo registrado para a tensão desvio das misturas constituídas de solo-cinza volante e cal de carbureto. Além disso, o incremento mais

substancial observado na taxa de variação dos valores médios de resistência com o tempo de cura ocorre, precisamente, nas idades mais avançadas (entre 90 e 180 dias de cura).

- O teor de cal de carbureto presente nas misturas CV , contendo cinza volante, não influencia de maneira significativa os valores médios de resistência à compressão simples até a idade de 90 dias de cura. Este comportamento, possivelmente, pode ser decorrente da baixa finura apresentada pela cal de carbureto mas, também, resultante da faixa de teores escolhida para este resíduo no presente trabalho (4%, 7% e 10%), com valores no mínimo igual ou superiores ao Lime Fixation Point destas misturas. Essas misturas continuam apresentando ganhos de resistência com o tempo de cura mesmo sob valores de pH inferiores a 12.

- A influência dos parâmetros de moldagem dos corpos-de-prova (γ_{seco} ; ω) sobre o valor máximo da tensão desvio registrada nos ensaios de resistência à compressão simples da mistura CV_4 , submetida à 28 dias de cura, parece ser de fundamental importância. Uma das características mais interessantes, nesse caso, consiste na falta de correlação entre o teor de umidade de moldagem que confere aos corpos-de-prova o máximo valor de resistência e aquele que permite a compactação na máxima densidade. No caso específico da mistura estudada no presente trabalho, o valor máximo de resistência à compressão simples foi observado para os corpos-de-prova compactados no ramo seco da curva de compactação com parâmetros de moldagem correspondentes a 88% e 97%, respectivamente, da umidade ótima e máximo peso específico aparente seco.

6.1.3.2 Compressão triaxial:

6.1.3.2.1 Comportamento na ruptura

- A envoltória de ruptura da mistura CV_0 , contendo 25% de cinza volante é praticamente idêntica à do solo natural. Além disso, parece haver dois tipos distintos de comportamento, influenciando as envoltórias de ruptura, afetados de maneira distinta pelo mecanismo de cimentação envolvido: o primeiro, ligado à cimentação oriunda da estabilização solo-cal (mais fraca, para a faixa de aditivos utilizada) e, o segundo, decorrente da estabilização solo-cinza-cal, mais forte.

- Os ensaios de resistência à compressão simples da mistura CV_4 , contendo cinza volante e 4% cal de carbureto, possivelmente, apresentam um caráter não-drenado em relação à velocidade de carregamento. Por conseguinte, quando da utilização desta variável de

referência (q_u) como única grandeza para avaliação direta do grau de cimentação, propriamente, parece ser relevante levar este aspecto em consideração.

- Independentemente do nível de tensões efetivas médias inicial e do efeito da cimentação o comportamento tensão-deformação e de variação volumétrica da mistura CV_4 , submetida ou não ao processo de cura por 28 dias, parece ser afetado principalmente pela condição micro-estrutural decorrente dos distintos parâmetros de compactação adotados. Porém, os valores de resistência ao cisalhamento mobilizados na ruptura parecem ser afetados também pela cimentação pozolânica. O comportamento na ruptura do material não-cimentado é proporcional ao índice de vazios inicial das amostras, representado neste trabalho, por conveniência, em função do peso específico aparente seco obtido na moldagem, onde à maior densidade corresponde o maior valor de resistência. Porém, no caso do material submetido ao mecanismo pozolânico de estabilização (cura por 28 dias) percebe-se uma distorção da relação densidade-resistência.

- Para a faixa de tensões investigada, relativamente baixa, os valores máximos de resistência ao cisalhamento na ruptura da mistura CV_4 foram afetados pelas condições de drenagem sob as quais os ensaios foram realizados, sendo a resistência não-drenada sempre superior, mantido o mesmo nível de tensões efetivas médio inicial.

- O valor do intercepto coesivo na ruptura das misturas parece estar relacionado em primeiro lugar com o tipo de cimentação induzida pelos mecanismos de estabilização mas, também, pela influência das condições de compactação dos corpos-de-prova, resultando em distintos arranjos micro-estruturais, sobre os quais o processo artificial de desenvolvimento da cimentação se dará de maneira mais ou menos efetiva.

- Na condição de ruptura, os valores verificados para o ângulo de atrito, determinados nos ensaios drenados, situam-se basicamente em dois patamares, sendo o primeiro, variando de 35° a 38° , constituído para as misturas não cimentadas (S_0 e CV_0) ou fracamente cimentadas (S_4) e o segundo, reunindo os resultados da mistura CV_4 , para as três condições de compactação utilizadas, variando de 46° a 50° .

6.1.3.2.2 Estado último:

A estabilização dos valores de resistência após a ruptura parece ser pouco afetado pelas condições de moldagem dos corpos-de-prova da mistura CV_4 . O processo de estabilização utilizado, por outro lado, resultando em diferentes tipos de cimentação, parece influenciar de maneira mais contundente, os valores finais da tensão desvio, após a ruptura. A tendência de estabilização à um valor constante com o aumento da deformação axial, no caso das curvas de

variação volumétrica, é um pouco menos clara, porém, também estas curvas parecem encaminhar-se para este mesmo comportamento. Com excessão da mistura CV_4 , compactada na umidade ótima, todas as outras misturas apresentam valores reduzidos na determinação do intercepto coesivo na condição última. Devido à reduzida faixa de tensões efetivas médias iniciais estudada, onde verifica-se um comportamento na ruptura frágil, parece haver uma certa dificuldade para a determinação de um estado último único, independente do grau de cimentação, contudo, esta condição de unicidade parece ser tão mais evidente quanto mais fracas e passíveis de serem destruídas pelo cisalhamento forem as ligações entre as partículas.

6.1.3.2.3 Módulos de deformação

- Observando-se as curvas tensão-deformação de todas as misturas, percebe-se que, no caso do presente trabalho, não só a cimentação mas também as condições de compactação interferem de maneira bastante contundente na rigidez inicial .

- A deformação axial na ruptura diminui com a cimentação. Neste particular, a adição de cinza volante ao solo natural, isoladamente, apesar de não alterar significativamente a granulometria da mistura resultante nem os valores máximos de resistência, também é capaz de interferir na deformação axial de ruptura, reduzindo-a. Esta observação pode estar relacionada, possivelmente, à variação morfológica das partículas decorrente da adição de cinza volante. A variação das condições de compactação da mistura CV_4 , por outro lado, causa uma mudança ainda mais radical na deformação axial de ruptura do que àquela promovida pelo efeito da cimentação. A compactação no ramo úmido resulta em valores de deformação axial na ruptura superiores àqueles observados para o solo natural e mostra-se muito mais sujeita à interferência do nível de tensões. A variação das condições de drenagem da mistura CV_4 influencia, em grau bastante menor, na sua rigidez inicial, em relação aos outros fatores citados anteriormente. O efeito da tensão efetiva média inicial mostrou-se significativo para o solo não cimentado (S_0) e para a mistura CV_4 compactada no ramo úmido, aumentando a deformação axial na ruptura à medida que a tensão aumenta. Para as amostras mais cimentadas, o efeito do nível de tensões efetivas não parece ser significativo, sendo praticamente desprezível no caso das misturas CV_4 , quando compactada no ramo seco ou submetida à carregamento não-drenado, compactada na umidade ótima.

-O módulo de deformação secante decresce de forma acentuada com o aumento das deformações axiais. A queda do módulo secante é afetada fundamentalmente pelo grau de cimentação e pelas condições de compactação. Por outro lado, este aspecto não parece ser significativamente influenciado pela variação das condições de drenagem, especialmente no

caso da faixa de deformações axiais compreendida entre 0,01% e 1%. Em relação à influência das condições de moldagem dos corpos-de-prova para a mistura CV_4 , pode-se dizer que a compactação no ramo seco conduz à obtenção dos maiores valores observados para o módulo secante (limite superior), ao passo que a compactação no ramo úmido, de maneira oposta, aos menores (limite inferior). A influência do grau de cimentação sobre a queda do módulo secante com o aumento da deformação axial é percebida de maneira evidente, sendo esta redução tão maior quanto maior o grau de cimentação, nesse caso, representado pelo processo de estabilização com cal de carbureto e cinza volante.

6.1.4 QUANTO À RESISTÊNCIA À TRAÇÃO:

- Os valores médios dos ensaios de resistência à compressão diametral aumentam com o tempo de cura, embora mantendo-se praticamente invariáveis com o teor de cal de carbureto. Parece haver uma indicação de que a taxa de crescimento dos diferentes mecanismos de resistência (tração e compressão) com o tempo de cura é variável (relação q_v/q_u crescente para todas as misturas), com tendência de estabilização, apresentando valores para 180 dias de cura compreendidos num intervalo entre 10% e 15%. A relação entre estas resistências não é significativamente diferente em função do mecanismo de estabilização utilizado. Para a idade de 180 dias de cura, a relação q_v/q_u da mistura solo-cal (S_4) é praticamente da mesma ordem de grandeza daquelas verificadas para as misturas estabilizadas com cal de carbureto e cinza volante.

6.1.5 QUANTO AO APROVEITAMENTO DOS RESÍDUOS:

- O aproveitamento dos resíduos industriais estudados no presente trabalho num processo de estabilização físico-química envolvendo um solo residual de arenito acarretou numa mudança significativa em relação aos aspectos relacionados ao seu comportamento mecânico. Os novos materiais constituídos pelas misturas entre o solo e os resíduos apresentaram desempenho bastante superior em termos de resistência ao cisalhamento e deformabilidade. Os efeitos decorrentes da utilização destes resíduos sobre o comportamento mecânico do solo natural podem ser comparados àqueles provenientes da adição de materiais mais tradicionais comercialmente disponíveis como o cimento pozolânico e a cal hidratada comercial. A contemplação, nesse caso, satisfaz não apenas condicionantes técnicas mas também ambientais uma vez que demonstra-se ser bastante viável a utilização racional destes

resíduos no desenvolvimento de novos materiais, por exemplo, no caso do presente trabalho, melhorando as características de resistência ao cisalhamento e deformabilidade de um solo.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A título de sugestões para a ampliação e prosseguimento do estudo do aproveitamento de resíduos de origem industrial ou não, com vista à sua utilização como insumo fundamental em aplicações ligadas à geotecnologia ambiental, de maneira especial no desenvolvimento de novos materiais, mediante mecanismos de estabilização de solos, o autor propõe a seguinte pauta:

- Estudar a viabilidade técnica de utilização de outros tipos de resíduos, de natureza industrial ou não, como garrafas plásticas PET, fosfo-gesso, cinzas oriundas da incineração de outros materiais além do carvão mineral, como cascas de arroz, rejeitos sólidos municipais, lodos de estações de tratamento de água, entre outros .

- O estudo da variação do método de confecção dos corpos-de-prova, com especial atenção ao tipo de compactação empregado, visando verificar a influência de diferentes arranjos micro-estruturais decorrentes dos diferentes métodos de compactação sobre o processo de desenvolvimento da cimentação artificialmente introduzida.

- A verificação da influência da resistência da própria cimentação, em materiais artificialmente cimentados, principalmente em relação a seus efeitos na determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e na existência de uma linha de estado crítico independente do grau de cimentação.

- A análise de efeitos de *creep* e da variação das condições de drenagem sob níveis de tensões cisalhantes situados entre os valores máximos de ruptura determinados para os carregamentos drenados e não-drenados.

- Os estudos da permeabilidade e durabilidade das misturas estabilizadas com resíduos.

- Extrapolação do estudo da influência das condições de compactação para outros materiais mais argilosos ou puramente granulares.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Uso de resíduos de combustão de carvão na indústria brasileira de cimento.** São Paulo, 1992, 19p.
- 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, 1986a, 9p.
- . **Cal hidratada para argamassas - determinação da finura:** NBR 9289. Rio de Janeiro, 1986b, 2p.
- . **Solo - ensaio de compactação:** NBR 7182. Rio de Janeiro, 1986c, 10p.
- . **Cal hidratada para argamassas - especificação:** NBR 7175. Rio de Janeiro, 1986d, 4p.
- AIREY, D.W. Triaxial testing of naturally cemented carbonate soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.119, n.9, p.1379-1398, 1993.
- AVERSA, S.; EVANGELISTA, A.; LEROUEIL, 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.
- BARENBERG, E. J. Lime-fly ash-aggregate mixtures. In: FLY ASH UTILIZATION, 1967,

- Pittsburgh. **Proceedings...** Edison Electric Institute, American Public Power Association, Bureau of Mines Symposium. 1967, p.111-134.
- BAPTISTA, C.F.N. **Pavimentação**. Porto Alegre-Rio de Janeiro: Editora Globo, v.2, 1986.
- BELL, F.G. **Engineering treatment of soils**. 1ed. London: E & FN Spon, 1993. 302p.
- BISHOP, A.W.; HENKEL, D.J. **The measurement of soil properties in the triaxial test**. 1.ed. London: Edward Arnold, 1957. 189p.
- BOTTIN FILHO, I.A.; CARRARO, J.A.H.; LEMOS, M.T.; SALES, L.F.P. **Estudo da influência da adição de cinzas de casca de arroz na estabilização de um solo mole tratado com cal**. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1995. (não publicado).
- BRESSANI, L.A. **Experimental properties of bonded soil**. London, 1990. 459p. Tese (Ph.D.) - University of London.
- 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.
- CERATTI, J.A.P.; **Efeitos da adição de cal e cinza volante nas propriedades de um solo residual compactado**. Porto Alegre, 1979. 152p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- 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.
- CHU, T.Y., DAVIDSON, D.T., GOECKER, W.L., MOH, Z.C. Soil stabilization with lime-fly ash mixtures: preliminary studies with silty and clayey soils. **Highway Research Board Bulletin**, Washington, D.C., v.108, p.102-112, 1955.
- 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.
- 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. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1996. 2v. v.1, p.25-30.
- CONSOLI, N.C.; ULBRICH, L.A.; PRIETTO, P.D.M. Engineering behaviour of randomly distributed fiber-reinforced cemented soil. In: SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997a, Rio de Janeiro. (aceito para publicação).
- CONSOLI, N.C.; THOMÉ, A.; CERATTI, J.A.P. Engineering properties of organic soft soil-lime mixtures. In: SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997b, Rio de Janeiro. (aceito para publicação).
- COOP, M.R.; ATKINSON, J.H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Géotechnique**, London, v.43, n.1, p.53-67, 1993.
- CURTIL, L.; COULET, C.; RAKOTONDRAMANITRA, J.D. Mud ashes from a purification station being re-used. In: ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 1996, Osaka. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1996. v.2, p.691-695.
- DA SILVA, M. A. M; **Efeito da estabilização de solos mediante a adição de cal e cinza volante, visando a sua utilização em construção civil e em pavimentação.** Porto Alegre, 1982. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- 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.

D'ÁVILA, A.L.M.; CHIES, F.; ZWONOK, O. Caracterização geotécnica de cinzas de carvão mineral do estado do Rio Grande do Sul. In: VII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1986, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: UFRGS, 1986, p.3-15.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada - determinação da resistência à compressão simples**: ME/DNER 180. Rio de Janeiro, 1994a, 11p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada - determinação da resistência à tração por compressão diametral**: ME/DNER 181. Rio de Janeiro, 1994b, 7p.

EADES, J.L; GRIM, R.E. A quick test to determine lime requirements for lime stabilization. **Highway Research Record**, Washington, D.C., v.139, p.61-72, 1966.

FOGAÇA, B.C; CERATTI, J.A.P. Estudo do comportamento mecânico e de deformabilidade de misturas de cinza volante, cal e areia do litoral do Rio Grande do Sul. In: 29º REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 1995, Cuiabá. **Anais...**, p.347-360.

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.

HAN, D. Use potential of fly ash-residual soil mixture as a dyke material. In: ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 1996, Osaka. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1996. v.2, p.721-726.

HEAD, K.H. **Manual of soil laboratory testing**. London: Pentech Press, v.2-3, 1982.

HERRIN, M.; MITCHELL, H. Lime-soil mixtures. **Highway Research Board Bulletin**, Washington, D.C., v.304, p.99-121, 1961.

HILT, G.H.; DAVIDSON, D.T. Lime fixation in clayey soils. **Highway Research Record**, Washington, D.C., v.262, p.20-32, 1960.

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.
- JOHNSTON, I.W.; NOVELLO, E.A. Soft rocks in the geotechnical spectrum. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. 3v. v.1, p.177-184.
- KANIRAJ, S.R.; HAVANAGI, V. Fly ash and fly ash-soil mixture for embankment construction. In: ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 1996, Osaka. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1996. v.2, p.757-762.
- KÉZDI, Á. **Stabilized earth roads**. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1979. 327p.
- LA ROCHELLE, P.; LEROUÉIL, 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.; OVERTON, D.D. Cementation effects in frictional materials. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.115, n.10, p.1373-1387, 1989.
- LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons Inc., 1969. 553p.
- LEE, M.T; DING, M.; NICHOLSON, P.G. A study of use of H-power ash mixtures as a landfill final cover and a soil stabilizing agent. In: ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 1996, Osaka. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1996. v.2, p.803-807.
- LEROUÉIL, 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.
- LONG, N.T. Utilization of used tyres in civil engineering - The Pneusol 'Tyresoil'. In: ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 1996, Osaka. **Proceedings...** Rotterdam: A. A.

- Balkema, 1996. v.2, p.809-813.
- MACCARINI, M. **Laboratory studies of a weakly bonded artificial soil**. London, 1987. Tese (Ph.D.) - University of London.
- MALLMANN, J.E.C. **Estabilização pozolânica de cinzas volante e pesada com cal dolomítica hidratada e areia, curadas pelos processos de autoclavagem e câmara à temperatura constante**. Porto Alegre, 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- MARTINS, F.B. **Automatização do equipamento triaxial visando o estudo de solos tropicais cimentados**. Porto Alegre, 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- MATEOS, M. **Physical and mineralogical factors in stabilization of Iowa soils with lime and fly ash**. Ames, 1961. 247p. Tese (Ph.D.) - Iowa State University Of Science and Technology.
- MATEOS, M.; DAVIDSON, D.T. **Compaction characteristics of soil-lime-fly ash mixtures**. **Highway Research Record**, Washington, D.C., v.29, p.27-41, 1963.
- MINNICK, L.J. **Reactions of hydrated lime with pulverized coal fly ash**. In: **FLY ASH UTILIZATION**, 1967, Pittsburgh. **Proceedings...** Edison Electric Institute, American Public Power Association, Bureau of Mines Symposium. 1967, p.287-315.
- MITCHELL, J.K. **Panel discussion on compaction, testing, and test results**. In: **SYMPOSIUM ON COMPACTION OF SOILS**, 1964, **Proceedings...**: American Society of Testing and Materials, 1964, p.80-135. (STP 377).
- MOO-YOUNG, H.K; ZIMMIE, T.F. **Effects of organic decomposition on paper mill sludges used as landfill cover material**. In: **ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS**, 1996, Osaka. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1996. v.2, p.827-831.
- NAGASAKA, Y.; HORIUCHI, S.; HIGAKI, K. **Status on utilization and disposal of industrial waste in Japan**. In: **ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS**, 1996, Osaka. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1996. v.2, p.839-843.

- NONTANANANDH, S.; KAMON, M. Hydration mechanisms of fly ash stabilized by lime. In: ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 1996, Osaka. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1996. v.2, p.857-862.
- NARDI, J.V. **Estabilização de areia com cinza volante e cal; Efeito do cimento como aditivo e de brita na mistura.** Rio de Janeiro, 1975. 167p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - COPPE/UFRJ.
- 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.
- OMINE, K.; OCHIAI, H.; YASUFUKU, N.; KATO, T. Effect of plastic waste in improving cement-treated soils. In: ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 1996, Osaka. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1996. v.2, p.875-880.
- PRIETTO, P.D.M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado.** Porto Alegre, 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- 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.
- ROCHA NETO, J.B.; MULLER, L.E.; TORMES, A.S.; THOMÉ, A. Caracterização das cales hidratadas consumidas na região de Santa Maria-RS. **Tecnologia**, Santa Maria, v.14, n.1-2, p.89-98, 1991.
- ROHLFES JÚNIOR, J.A. **Comportamento de um solo cimentado e sua aplicação na engenharia de fundações.** Porto Alegre, 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.

- engenharia de fundações**. Porto Alegre, 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- 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.
- SKEMPTON, A.W. The pore-pressure coefficients A and B. **Géotechnique**, London, v.4, p.143-147, 1954.
- SOARES, J.M.D. **Estudo do comportamento geotécnico do depósito de argila mole da Grande Porto Alegre**. Porto Alegre, 1997. 308p. Tese (Doutorado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- THOMÉ, A. **Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais**. Porto Alegre, 1994. 149p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- TOVEY, N.K. Microfabric, chemical and mineralogical studies of soils: techniques. **Geotechnical Engineering**, Amsterdam, v.17, p.131-163, 1986.
- TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. **Lime-fly ash-stabilized bases and subbases**. Washington, D.C., 1976, 66p.
- TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. **Lime Stabilization - reactions, properties, design, and construction**. State of the Art Report 5 Washington, D.C., 1987, 58p.
- 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.
- ZWONOK, O.; CHIES, F. **Projeto CICASOL - pavimentos de solos estabilizados com cinza volante e cal**. Publicação interna, Porto Alegre, 1989. CIENTEC, FUNDAÇÃO DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA.