

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO E MECÂNICO DE  
MATERIAIS GEOTÉCNICOS PARA BARREIRAS HORIZONTAIS  
IMPERMEÁVEIS**

**Karla Salvagni Heineck**

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

Porto Alegre, abril de 2002.

Esta tese foi julgada adequada para a obtenção do título de **DOUTOR EM ENGENHARIA** e aprovada em sua forma final pelo orientador e pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - PPGEC.

---

Prof. Nilo César Consoli  
Orientador

---

Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica  
Orientador

---

Prof. Francisco P. S. L. Gastal  
Coordenador do PPGEC

#### **BANCA EXAMINADORA**

Prof. Dr. Maurício Ehrlich  
Doutor, COPPE - UFRJ

Prof. Dr. Tácio Mauro Pereira de Campos  
Ph.D., Imperial College - UK

Prof. Dr. Fernando Schnaid  
Ph.D., Oxford University - UK

Prof. Dr. Luiz Antônio Bressani  
Ph.D., Imperial College - UK

Dedico este trabalho aos  
que sempre confiaram  
na minha capacidade.

## AGRADECIMENTOS

Em especial ao professor Nilo César Consoli, pela orientação do meu trabalho e sobretudo pela atenção e interesse demonstrados. Sem dúvida, o seu profissionalismo, competência e entusiasmo representaram uma influência extremamente benéfica no decorrer do curso, e em toda minha carreira profissional.

Ao professor Adriano Bica pela orientação na montagem do equipamento, pelas dicas nos ensaios de laboratório e principalmente pelo seu interesse e cordialidade.

A todos professores e funcionários do PPGEC e UFRGS, em especial ao Sr. Jair Francisco Floriano da Silva, pelo auxílio indispensável durante todo o trabalho experimental.

A todos os colegas e amigos do PPGEC que compartilharam comigo estes anos de estudo. Pelas discussões, críticas, pelo apoio, pelas tantas horas que gastamos no aprendizado e na nossa amizade.

Ao bolsista de iniciação científica Rodrigo Caberlon Cruz, pela dedicação e interesse dispensados.

À Capes e ao CNPq, pela concessão das bolsas de estudo no Brasil e no exterior.

Ao Professor Matthew Coop e a todo o grupo de Mecânica dos Solos do Imperial College pelo auxílio, atenção e amizade.

À Karina, que cada vez mais me mostra o verdadeiro significado da palavra irmã.

De forma especial, gostaria de agradecer aos meus pais, pelo apoio, carinho, paciência e principalmente pela sua inabalável crença na minha capacidade.

À minha avó Vinilda, por todo amor e dedicação.

Ao Eduardo, com todo o meu amor.

# SUMÁRIO

## Capítulo 1

### INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO .....	1
1.2 OBJETIVOS.....	3
1.3 DEFINIÇÕES BÁSICAS.....	5
1.4 ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	6

## Capítulo 2

### REVISÃO DA LITERATURA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	8
2.2 BARREIRAS HORIZONTAIS IMPERMEÁVEIS PARA CONTENÇÃO DE RESÍDUOS – LINERS.....	9
2.3 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA.....	14
2.3.1 Parâmetros que afetam a condutividade hidráulica.....	14
2.3.2 Parâmetros que afetam a resistência ao cisalhamento das argilas.....	22
2.3.3 Bentonita.....	23
2.3.4 Medição da condutividade hidráulica.....	26
2.4 FIBRAS.....	29
2.4.1 Materiais Compósitos Fibrosos.....	29
2.4.2 Tipos de fibras.....	32
2.4.3 Solos reforçados com fibras: estudos experimentais.....	36
2.4.4 Alterações no comportamento dos solos devido à inclusão de fibras.....	41
2.5 TEORIA DO ESTADO CRÍTICO.....	47
2.5.1 Conceitos Fundamentais.....	47
2.5.2 Comportamento de Areias Reconstituídas.....	53
2.5.3 Comportamento de Solos Granulares com Finos Reconstituídos.....	57
2.6 COMPORTAMENTO DO SOLO A GRANDES DESLOCAMENTOS....	59

## Capítulo 3

### PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 INTRODUÇÃO.....	66
3.2 ENSAIOS PRELIMINARES DE CARACTERIZAÇÃO.....	67
3.2.1 Caracterização Física dos Materiais.....	67
3.2.2 Ensaio de Compactação.....	67
3.3 ESTUDO DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DOS MATERIAIS..	68
3.3.1 Projeto e Construção do Permeômetro.....	68
3.3.2 Avaliação da Condutividade Hidráulica.....	69
3.3.3 Estudo da viabilidade de utilização dos materiais como barreiras impermeáveis.....	71
3.4 ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS....	71
3.4.1 Ensaio Triaxiais.....	72
3.4.2 Ensaio com <i>bender elements</i> .....	74
3.4.3 Ensaio de cisalhamento torsional e <i>ring shear</i> .....	74

## CAPÍTULO 4

### MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 MATERIAIS UTILIZADOS.....	76
4.1.1 Solo Residual de Arenito Botucatu (SRAB).....	76
4.1.2 Cinza.....	79
4.1.3 Areia.....	84
4.1.4 Caulim.....	85
4.1.5 Bentonita.....	86
4.1.6 Fibras.....	87
4.1.7 Água.....	89
4.2 MÉTODOS UTILIZADOS.....	89
4.2.1 Coleta e preparação dos materiais.....	89
4.2.2 Preparação dos corpos de prova.....	90
4.2.3 Ensaio de caracterização física.....	91
4.2.4 Ensaio de compactação.....	91
4.2.5 Ensaio de condutividade hidráulica.....	92
4.2.6 Ensaio triaxiais.....	93
4.2.7 Ensaio com <i>bender elements</i> .....	94
4.2.8 Ensaio de cisalhamento torsional e <i>ring shear</i> .....	96
4.2.9 Fotomicrografia.....	97
4.3 EQUIPAMENTOS UTILIZADOS.....	98
4.3.1 Permeômetro de parede flexível.....	98
4.3.2 Equipamentos triaxiais.....	101

## CAPÍTULO 5

### RESULTADOS E ANÁLISE DO

### COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DOS MATERIAIS

5.1 ENSAIOS PRELIMINARES DE CARACTERIZAÇÃO.....	106
5.1.1 Caracterização Física dos Materiais.....	106
5.1.2 Ensaio de Compactação.....	107
5.2 ESTUDO DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DOS MATERIAIS..	110
5.2.1 Condutividade hidráulica.....	110
5.2.2 Fotomicrografia.....	119
5.3 RESUMO DO CONHECIMENTO ADQUIRIDO.....	125

## CAPÍTULO 6

### RESULTADOS E ANÁLISE DO

### COMPORTEAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS

6.1 SOLO RESIDUAL DE ARENITO BOTUCATU.....	128
6.1.1 Compressão Isotrópica do SRAB.....	128
6.1.2 Comportamento tensão e variação volumétrica x distorção do SRAB.....	132
6.1.3 Alongamento das fibras.....	146
6.1.4 Envoltórias e Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento do SRAB.....	147
6.1.5 Capacidade de Absorção de Energia de Deformação do SRAB.....	152
6.1.6 Rigidez do SRAB.....	154
6.1.7 Comportamento do SRAB à luz da Teoria do Estado Crítico.....	160
6.2 CINZA DE FUNDO.....	166
6.2.1 Compressão Isotrópica da Cinza de Fundo.....	166
6.2.2 Comportamento tensão e variação volumétrica x distorção da Cinza de fundo.....	168
6.2.3 Envoltórias e Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento da Cinza de fundo.....	173
6.2.4 Capacidade de Absorção de Energia de Deformação da Cinza de Fundo.....	177
6.2.5 Rigidez da Cinza de fundo.....	179
6.2.6 Comportamento da Cinza de Fundo à luz da TEC.....	181
6.3 AREIA DE OSÓRIO.....	187
6.3.1 Compressão Isotrópica da Areia de Osório.....	187
6.3.2 Comportamento tensão e variação volumétrica x distorção da Areia de Osório.....	189
6.3.3 Envoltórias e Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento da Areia de Osório.....	194
6.3.4 Capacidade de Absorção de Energia de Deformação da Areia de Osório.....	197
6.3.5 Rigidez da Areia de Osório.....	199
6.3.6 Comportamento da Areia de Osório à luz da TEC.....	201
6.4 CAULIM.....	205
6.4.1 Compressão Isotrópica do Caulim.....	205
6.4.2 Comportamento tensão e variação volumétrica x distorção do Caulim.....	207
6.4.3 Envoltórias e Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento do Caulim.....	209
6.4.4 Capacidade de Absorção de Energia de Deformação do Caulim.....	213
6.4.5 Comportamento do Caulim à luz da TEC.....	215
6.5 RESUMO DO CONHECIMENTO ADQUIRIDO.....	220

## CAPÍTULO 7

### CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES.....	225
7.1.1 Características de Compactação dos Materiais.....	225
7.1.2 Comportamento Hidráulico dos Materiais.....	226
7.1.3 Comportamento Mecânico dos Materiais.....	227
7.2 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	233

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	235
---------------------------------	-----

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Teores de adição de bentonita e fibras nos ensaios de compactação.....	68
Tabela 3.2 - Variáveis investigadas na fase preliminar dos ensaios de condutividade hidráulica.....	70
Tabela 3.3 - Variáveis investigadas na segunda fase dos ensaios de condutividade hidráulica.....	70
Tabela 3.4 - Variáveis investigadas no programa de ensaios triaxiais.....	73
Tabela 4.1 - Índices físicos do SRAB.....	78
Tabela 4.2 - Propriedades físico-químicas e mineralógicas do SRAB (Núñez, 1991) .....	79
Tabela 4.3 - Maiores constituintes da matéria mineral em carvões (%) – (Sánchez, 1987). .....	80
Tabela 4.4 - Índices físicos da cinza de fundo.....	82
Tabela 4.5 - Análise química da cinza de fundo de Charqueadas (%) – (Sánchez et al, 1998) .....	84
Tabela 4.6 - Índices físicos da areia de Osório (Diaz, 1998).....	85
Tabela 4.7 - Índices físicos do caulim (Feuerharmel, 2000).....	86
Tabela 4.8 - Índices físicos da Bentonita.....	87
Tabela 4.9 - Resumo das propriedades mecânicas das fibras.....	88
Tabela 4.10 - Intervalos granulométricos das amostras analisadas no microscópio.....	98
Tabela 5.1 - Massa específica real dos grãos das matrizes e misturas.....	107
Tabela 5.2 - Parâmetros de compactação adotados na execução do programa experimental.....	110
Tabela 5.3 - Resultados da fase preliminar dos ensaios de condutividade hidráulica.....	111
Tabela 5.4 - Resultados da fase preliminar dos ensaios de condutividade hidráulica – ensaios realizados durante os ensaios triaxiais, com 0 e 20% de deformação axial.....	116
Tabela 5.5 - Resultados da segunda fase dos ensaios de condutividade hidráulica.....	117

Tabela 6.1 - Comparação dos parâmetros de compressibilidade do SRAB com outros solos (adaptada de Martins, 2001).....	130
Tabela 6.2 - Taxa de crescimento de resistência proporcionada pelas fibras de 24, 12 e 6mm após 10% de deformação distorcional.....	135
Tabela 6.3 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento do SRAB.....	152
Tabela 6.4 - Variação da energia de deformação com as tensões efetivas médias iniciais.....	153
Tabela 6.5 - Comparação entre os parâmetros A e n do SRAB e de outros materiais (adaptada de Martins, 2001).....	159
Tabela 6.6 - Parâmetros obtidos para a LEC do SRAB.....	162
Tabela 6.7 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento da cinza de fundo.....	175
Tabela 6.8 - Variação da energia de deformação com as tensões efetivas médias iniciais.....	178
Tabela 6.9 - Comparação entre os parâmetros A e n da cinza de fundo e de outros materiais (adaptada de Martins, 2001).....	181
Tabela 6.10 - Parâmetros obtidos para a LEC da cinza de fundo .....	182
Tabela 6.11 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento da areia de Osório.....	196
Tabela 6.12 - Variação da energia de deformação com as tensões efetivas médias iniciais.....	198
Tabela 6.13 - Comparação entre os parâmetros A e n da areia de Osório e de outros materiais (adaptada de Martins, 2001).....	201
Tabela 6.14 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento do Caulim.....	211
Tabela 6.15 - Variação da energia de deformação com as tensões efetivas médias iniciais.....	214
Tabela 6.16 - Parâmetros obtidos para a LEC do caulim.....	216

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Plaquetas de argila Caolinita e Montmorilonita (Mitchell, 1993).....	15
Figura 2.2 - Dupla camada de íons e o seu efeito na condutividade hidráulica (Daniel, 1994).....	18
Figura 2.3 - Disposição fibra/fissura idealizada (Taylor, 1994).....	32
Figura 2.4 - Representação da Linha Isotrópica de Compressão (a) e da Linha do Estado Crítico (b) (Atkinson, 1993).....	50
Figura 2.5 - Representação da envoltória de pico (a) e da Superfície Limite de Estado (b) (Atkinson, 1993) .....	50
Figura 2.6 - (a) Parâmetros para normalização (Atkinson, 1993) e (b) superfície limite de estado no plano normalizado $q/p'e : p'/p'e$ (Atkinson & Bransby, 1978).....	51
Figura 2.7 - Representação superfície limite de estado completa no plano normalizado (a) e no espaço $q' : p' : v$ (b) (Atkinson & Bransby, 1978) .....	52
Figura 2.8 - Relação entre $q/p'e$ e a taxa de dilatação (Atkinson, 1993).....	53
Figura 2.9 - Resistência residual de argilas a grandes deslocamentos (Atkinson, 1993). .....	59
Figura 2.10 - Modos de comportamento cisalhante residual (Lupini et al, 1981)..	61
Figura 2.11 - Estado de tensões e deformações atuante em uma amostra de solo e os círculos de Mohr correspondentes (Atkinson, 1993).....	63
Figura 2.12 - Deformação distorcional pura e deformação distorcional de engenharia (Atkinson & Bransby, 1978).....	65
Figura 4.1 - Localização da jazida de solo residual de arenito Botucatu (Thomé, 1999). .....	77
Figura 4.2 - Curva granulométrica do SRAB.....	78
Figura 4.3 - Curva granulométrica da cinza de fundo (Thomé, 1999).....	82
Figura 4.4 - Fotomicrografia da cinza pesada (aumento: 48x).....	83
Figura 4.5 - Curva granulométrica da areia (Diaz, 1998).....	85
Figura 4.6 - Curva granulométrica do caulim (Feuerharmel, 2000).....	86
Figura 4.7 - Curva granulométrica da bentonita.....	87
Figura 4.8 - (a) Aspecto das fibras de polipropileno (b) Imagem de microscopia eletrônica das fibras (aumento de 90x) .....	88

Figura 4.9 - Detalhe do acumulador.....	99
Figura 4.10 - Esquema do permeâmetro.....	100
Figura 4.11 - Visão geral do permeâmetro - câmara triaxial e acumuladores	100
Figura 4.12 - Visão esquemática da célula de trajetória de tensão controlada (Bishop e Wesley, 1975) .....	103
Figura 4.13 - Visão esquemática do equipamento ring shear (Bishop et al, 1971) .....	104
Figura 4.14 - Visão geral do equipamento ring shear (Bishop et al, 1971).....	105
Figura 5.1 - Curvas de compactação do SRAB.....	107
Figura 5.2 - Curvas de compactação da cinza de fundo.....	108
Figura 5.3 - Curva de compactação da areia com 9% de bentonita.....	109
Figura 5.4 - Curvas de compactação do caulim.....	109
Figura 5.5 - Influência do gradiente hidráulico na condutividade hidráulica da cinza de fundo com 3 e 6% de bentonita.....	112
Figura 5.6 - Fotomicrografia da cinza pesada (Thomé, 1999).....	113
Figura 5.7 - Influência do teor de bentonita na condutividade hidráulica da cinza de fundo e da areia.....	113
Figura 5.8 - Influência do teor de umidade na condutividade hidráulica da cinza de fundo.....	113
Figura 5.9 - Condutividade hidráulica das misturas de cinza de fundo e bentonita para vários teores de umidade.....	114
Figura 5.10 - Condutividade hidráulica das misturas de cinza de fundo, bentonita e fibras para 0 e 20% de deformação axial.....	115
Figura 5.11 - Influência da adição de bentonita e fibras nas matrizes de solo e cinza de fundo nos testes com $p'=100\text{kPa}$ .....	118
Figura 5.12 - Influência da variação da tensão efetiva média inicial na condutividade hidráulica das matrizes de solo e cinza de fundo.....	118
Figura 5.13 - Cinza de fundo fração grossa (0,85 a 2mm) Aumento: 48x.....	120
Figura 5.14 - Cinza de fundo fração grossa (0,85 a 2mm) Aumento: 48x.....	120
Figura 5.15 - Cinza de fundo fração média (0,25 a 0,42mm) Aumento: 96x.....	121
Figura 5.16 - Cinza de fundo fração média (0,25 a 0,42mm) Aumento: 96x.....	121
Figura 5.17 - Cinza de fundo fração fina (0,075 a 0,15mm) Aumento: 96x.....	122
Figura 5.18 - Cinza de fundo fração fina (0,075 a 0,15mm) Aumento: 48x.....	122
Figura 5.19 - Cinza de fundo com 18% de bentonita – Aumento: 96x.....	123
Figura 5.20 - Areia com 18% de bentonita – Aumento: 48x.....	124
Figura 5.21 - Areia com 18% de bentonita – Aumento: 96x.....	124
Figura 6.1 - Curvas tensão isotrópica x volume específico do SRAB.....	129
Figura 6.2 - Curvas tensão x volume específico do SRAB.....	131
Figura 6.3 - Curvas tensão-deformação x distorção do SRAB.....	132
Figura 6.4 - Curvas tensão-deformação x distorção do SRAB+fibras 24mm.....	133
Figura 6.5 - Curvas tensão-deformação x distorção do SRAB+fibras 12mm.....	133
Figura 6.6 - Curvas tensão-deformação x distorção do SRAB+fibras 6mm.....	134
Figura 6.7 - Curvas tensão-deformação x distorção do SRAB, SRAB+fibras 6, 12 e 24mm, nas tensões efetivas médias iniciais de 20, 100, 200 e 400kPa. ....	137

Figura 6.8 - Curvas tensão-deformação x distorção do SRAB e SRAB+fibras 24mm.....	139
Figura 6.9 - Curvas tensão-deformação x distorção do SRAB e SRAB+fibras 24mm - não drenados.....	139
Figura 6.10 - Curvas tensão-deformação x distorção do SRAB e SRAB+fibras 24mm não drenados (a) $p'=20\text{kPa}$ , (b) $p'=100\text{kPa}$ , (c) $p'=200\text{kPa}$ e (d) $p'=300\text{kPa}$ .....	140
Figura 6.11 - Ganho de resistência com a introdução de fibras 24mm para o SRAB – ensaios não drenados.....	141
Figura 6.12 - Curvas tensão-deformação x distorção do (a) SRAB, (b) SRAB+fibras 24mm (c) SRAB+9% de bentonita e (d) SRAB+bentonita+fibras.....	142
Figura 6.13 - Ensaios <i>ring shear</i> no SRAB e SRAB com fibras 24mm.....	144
Figura 6.14 - Ensaios de cisalhamento torsional realizados no equipamento <i>ring shear</i> e ensaios triaxiais para o SRAB e SRAB com fibras 24mm.....	145
Figura 6.15 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento no espaço $s':t$ para os materiais compósitos a 20% de deformação distorcional.....	150
Figura 6.16 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento no espaço $p':q$ para o SRAB e SRAB com fibras 24mm a 5, 10, 15 e 20% de deformação distorcional – ensaios drenados e não drenados.....	151
Figura 6.17 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento no espaço $p':q$ para o SRAB e SRAB com fibras 24mm a 5, 10, 15 e 20% de deformação distorcional – escala expandida da Figura 6.16 – ensaios não drenados.....	151
Figura 6.18 - Energia de deformação absorvida para 20% de deformação distorcional, com a variação da tensão da tensão efetiva média inicial, para o SRAB e SRAB com fibras 24mm.....	154
Figura 6.19 - Características do comportamento da rigidez dos solos em campo e em testes de laboratório (Atkinson e Bransby, 1978).....	155
Figura 6.20 - Variação de $G_{\text{máx}}$ com a deformação distorcional para o SRAB e SRAB com fibras 24mm, com $p'=100$ e $200\text{kPa}$ e carregamento não drenado.....	156
Figura 6.21 - Ensaios de <i>bender elements</i> no SRAB e SRAB com fibras 24mm..	159
Figura 6.22 - LEC para o SRAB e LECD para o SRAB com fibras 24mm.....	161
Figura 6.23 - Superfície limite de estado no plano normalizado $q'/p'e : p'/p'e$ para o SRAB e SRAB com fibras 24mm.....	163
Figura 6.24 - Razão de tensões $q/p'$ versus dilatância do SRAB, SRAB com fibras 24mm, SRAB com 9% de bentonita e SRAB com bentonita e fibras.....	164
Figura 6.25 - Estado crítico no espaço $q/p'$ versus dilatância para o SRAB, SRAB com fibras 24mm, SRAB com 9% de bentonita e SRAB com bentonita e fibras.....	165
Figura 6.26 - Curvas tensão x volume específico da cinza de fundo.....	167

Figura 6.27 - Linha Isotrópica de Compressão da cinza de fundo e cinza de fundo com fibras 24mm.....	168
Figura 6.28 - Curvas tensão-deformação x distorção da (a) cinza de fundo, (b) cinza de fundo+fibras 24mm, (c) cinza de fundo+9% de bentonita e (d) cinza de fundo+bentonita+fibras.....	169
Figura 6.29 - Curvas tensão-deformação x distorção da cinza de fundo e cinza de fundo+fibras 24mm.....	171
Figura 6.30 - Ensaio <i>ring shear</i> na cinza de fundo e cinza de fundo com fibras 24mm.....	172
Figura 6.31 - Ensaio de cisalhamento torsional realizados no equipamento <i>ring shear</i> e ensaios triaxiais para a cinza de fundo e cinza de fundo com fibras 24mm.....	173
Figura 6.32 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento no espaço $s':t$ para os materiais compósitos a 20% de deformação distorcional.....	175
Figura 6.33 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento no espaço $p':q$ para a cinza de fundo e cinza de fundo com fibras 24mm a 5, 10, 15 e 20% de deformação distorcional.....	176
Figura 6.34 - Energia de deformação absorvida para 20% de deformação distorcional, com a variação da tensão da tensão efetiva média inicial, para os compósitos com cinza de fundo.....	178
Figura 6.35 - Ensaio de <i>bender elements</i> na cinza de fundo e cinza de fundo com fibras 24mm.....	180
Figura 6.36 - Estado crítico para a cinza de fundo, cinza com fibras 24mm, cinza com bentonita e cinza com bentonita e fibras.....	182
Figura 6.37 - Superfície limite de estado no plano normalizado $q'/p'e : p'/p'e$ para a cinza de fundo e cinza de fundo com fibras 24mm.....	183
Figura 6.38 - Trajetórias de tensão normalizadas para o calcarenito (Cuccovillo e Coop, 1999) .....	185
Figura 6.39 - Razão de tensões $q/p'$ versus dilatância da cinza de fundo com fibras 24mm, cinza de fundo com 9% de bentonita e cinza de fundo com bentonita e fibras.....	185
Figura 6.40 - Estado crítico no espaço $q/p'$ versus dilatância para a cinza de fundo, cinza de fundo com fibras 24mm, cinza de fundo com 9% de bentonita e cinza de fundo com bentonita e fibras.....	186
Figura 6.41 - Curvas tensão x volume específico da areia de Osório (Vendrusculo, 2002) .....	188
Figura 6.42 - Linha Isotrópica de Compressão da areia de Osório com 0 e 0,5% de fibras 24mm (Vendrusculo, 2002) .....	189
Figura 6.43 - Curvas tensão-deformação x distorção da (a) areia, (b) areia+fibras 24mm, (c) areia+9% de bentonita e (d) areia+bentonita+fibras.....	191
Figura 6.44 - Ensaio <i>ring shear</i> na areia de Osório com 0 e 0,5% de fibras 24mm.....	193

Figura 6.45 - Ensaio de cisalhamento torsional realizados no equipamento <i>ring shear</i> e ensaios triaxiais para a areia de Osório com 0 e 0,5% de fibras 24mm.....	193
Figura 6.46 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento no espaço $s':t$ para os materiais compósitos de areia de Osório a 20% de deformação distorcional. ....	195
Figura 6.47 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento no espaço $p':q$ para a areia de Osório com 0 e 0,5% de fibras 24mm a 5, 10, 15 e 20% de deformação distorcional. ....	197
Figura 6.48 - Energia de deformação absorvida para 20% de deformação distorcional, com a variação da tensão da tensão efetiva média inicial, para os compósitos com areia de Osório.....	199
Figura 6.49 - Ensaio de <i>bender elements</i> na areia de Osório com 0 e 0,5% de fibras 24mm (Vendrusculo, 2002) .....	200
Figura 6.50 - Superfície limite de estado no plano normalizado $q'/p'e : p'/p'e$ para a areia de Osório com 0 e 0,5% de fibras 24mm.....	202
Figura 6.51 - Razão de tensões $q/p'$ versus dilatância para a areia, areia com fibras 24mm, areia com 9% de bentonita e areia com bentonita e fibras.....	204
Figura 6.50 - Estado crítico no espaço $q/p'$ versus dilatância para a areia, areia com fibras 24mm, areia com 9% de bentonita e areia com bentonita e fibras.....	205
Figura 6.53 - Curvas tensão x volume específico do Caulim.....	206
Figura 6.54 - Linha Isotrópica de Compressão do Caulim.....	207
Figura 6.55 - Curvas tensão-deformação x distorção do (a) caulim, (b) caulim+fibras 24mm, (c) caulim+9% de bentonita e (d) caulim+bentonita+fibras.....	208
Figura 6.56 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento no espaço $s':t$ para os materiais compósitos de caulim a 20% de deformação distorcional.....	210
Figura 6.57 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento no espaço $p':q$ para o caulim e caulim com fibras 24mm a 5, 10, 15 e 20% de deformação distorcional.....	212
Figura 6.58 - Energia de deformação absorvida para 20% de deformação distorcional, com a variação da tensão da tensão efetiva média inicial, para os compósitos com caulim.....	214
Figura 6.59 - Estado crítico para o caulim e caulim com fibras 24mm.....	216
Figura 6.60 - Superfície limite de estado no plano normalizado $q/p'e : p'/p'e$ para o caulim e caulim com fibras 24mm.....	217
Figura 6.61 - Razão de tensões $q/p'$ versus dilatância para o caulim, caulim com fibras 24mm, caulim com 9% de bentonita e caulim com bentonita e fibras.....	218
Figura 6.62 - Estado crítico no espaço $q/p'$ versus dilatância para o caulim, caulim com fibras 24mm, caulim com 9% de bentonita e caulim com bentonita e fibras.....	219

## LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

'	Relativo a tensões efetivas	$G_u$	Módulo de cisalhamento não drenado
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas	GCL	Geosynthetic Clay Liners
ASTM	American Society for Testing and Materials	IP	Índice de plasticidade
A	Intercepto da reta dada pela equação 6.2	$k$	Condutividade hidráulica
B	Parâmetro de poro-pressão de Skempton	LP	Limite de plasticidade
$c$	Coesão	LEC	Linha do Estado Crítico
$c_{ult}$	Coesão última	LECD	Linha de estado constante de deformações
$c_{pico}$	Coesão pico	LIC	Linha Isotrópica de Consolidação
$C_u$	Coefficiente de uniformidade	M	Inclinação da linha do estado crítico no plano $q:p'$
$C_v$	Coefficiente de adensamento	MEV	Microscópio eletrônico de varredura
CID	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado	N	Volume específico ou intercepto da LIC para $p'=1\text{kPa}$ , no plano $v:\ln p'$
CIU	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente não drenado	$n$	Inclinação da reta dada pela equação 6.2
$D_{50}$	Diâmetro médio	$p$	$(\sigma_1+2\sigma_3)/3$
DDL	Dupla camada difusa ou dupla camada de íons	$p_a$	Pressão atmosférica
$e$	Índice de vazios	$p_r$	Pressão de referência
$e_0$	Índice de vazios inicial	$p'_e$	Pressão equivalente
E	Módulo de deformabilidade ou Módulo de Young	$p'_c$	Pressão crítica
$E_i$	Módulo de deformabilidade tangente	PET	Polietileno tereftalato
$E_s$	Módulo de deformabilidade secante	$q$	Tensão desvio ( $\sigma_1-\sigma_3$ )
$E_{def}$	Energia de deformação ou tenacidade	$R^2$	Coefficiente de determinação
EPA	United States Environmental Protection Agency	$R_0$	Razão de sobre adensamento
G	Módulo de cisalhamento	SRAB	Solo Residual de Arenito Botucatu
$G_0$	Módulo de cisalhamento inicial ou elástico	SBS	Superfície limite de estado
$G_{máx}$	Módulo de cisalhamento máximo	$s$	$(\sigma_1+\sigma_3)/2$

$t$	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$	$v$	Volume específico
$u$	Porosidade	$\psi$	Parâmetro de estado (Been e Jefferies, 1985)
$V_s$	Velocidade da onda cisalhante	$\kappa$	Declividade da linha de expansão no plano $v:\ln p'$
$\delta$	Relativo a incrementos	$\eta$	Inclinação da LIC no plano normalizado $q/p'_e:p'/p1_e$
$\varepsilon_s$	Deformação distorcional pura	$\sigma_c$	Tensão confinante
$\varepsilon_r$	Deformação radial	$\sigma_d$	Tensão desvio
$\varepsilon_a$	Deformação axial	$\sigma_h$	Tensão horizontal
$\varepsilon_v$	Deformação volumétrica	$\sigma_v$	Tensão vertical
$\phi$	Ângulo de atrito interno	$\sigma_n$	Tensão normal
$\phi_{ult}$	Ângulo de atrito interno último	$\sigma_1, \sigma_3$	Tensões principais maior e menor
$\phi_{pico}$	Ângulo de atrito interno de pico	$\sigma_a, \sigma_r$	Tensões principais axial e radial
$\phi'_u$	Ângulo de atrito mineral/mineral	$\tau$	Tensão de cisalhamento
$\phi'_c$	Ângulo de atrito interno no estado crítico	$\tau_r$	Tensão de cisalhamento residual
$\gamma$	Deformação distorcional de engenharia	$\tau_n$	Tensão cisalhante normal
$\gamma_d$	Peso específico aparente seco	$\rho$	Massa específica do solo
$\lambda$	Declividade da linha isotrópica de compressão no plano $v:\ln p'$	$\omega$	Teor de umidade
$\Gamma$	Volume específico ou intercepto da LEC para $p'=1\text{kPa}$ , no plano $v:\ln p'$	$\omega_{ótimo}$	Teor de umidade ótimo de compactação

## RESUMO

Este trabalho analisou o comportamento hidráulico e mecânico de novos materiais geotécnicos compósitos, tentando adequar suas características à utilização em barreiras horizontais impermeáveis, dando ênfase para *liners* de cobertura. A melhoria das propriedades das matrizes estudadas, que resultaram em novos materiais compósitos, foi avaliada através da adição de bentonita e fibras. O estudo consistiu em duas etapas: a avaliação do comportamento hidráulico e do comportamento mecânico dos compósitos. Na primeira etapa foram realizados ensaios de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede flexível com carga constante, em amostras compactadas de solo residual de arenito Botucatu, cinza de fundo, areia e caulim, com adições de bentonita e fibras de polipropileno de 24mm. Dentre os materiais estudados, a cinza de fundo foi a única matriz que, mesmo com a adição de 18% de bentonita, não alcançou uma condutividade hidráulica inferior a  $1 \times 10^{-7} \text{m/s}$ , exigida para *liners* de cobertura. Além disso, com o intuito de avaliar o efeito da inclusão da bentonita e da morfologia das partículas na condutividade hidráulica das misturas, principalmente para a cinza de fundo, foi feita uma análise fotomicrográfica do material em microscópio petrográfico. Na segunda etapa do trabalho foi estudado o comportamento mecânico dos compósitos através de ensaios triaxiais de compressão isotrópica, ensaios triaxiais CID e CIU com trajetórias de tensão convencionais e especiais, bem como através de ensaios *ring shear*. Foi verificado que a adição de fibras aumenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento ( $c$ ,  $\phi$ ) e a resistência ao cisalhamento pós-pico dos compósitos, principalmente a baixas tensões efetivas médias iniciais e após grandes deformações. A análise conjunta dos resultados de condutividade hidráulica e do comportamento mecânico dos compósitos indica a existência de uma grande gama de materiais compósitos que podem ser utilizados como *liners* de cobertura: *liners* de areia com bentonita e areia com bentonita e fibras; *liners* de SRAB e SRAB com fibras e *liners* de caulim e caulim com fibras, sendo que o último pode ser utilizado também para resíduos perigosos ou em *liners* de fundo.

## ABSTRACT

This work has analysed the hydraulic and mechanical behaviour of new composite materials suitable to be used as hydraulic barriers, focusing on cover liners. The enhancement of the material's properties, which resulted in a new composite material, was given by the addition of bentonite and polypropilene fibres. The experimental study was divided in two stages: the evaluation of the hydraulic behaviour and the mechanical behaviour of the composite materials. A comprehensive series of hydraulic conductivity tests were performed in the first stage, using a flexible wall permeameter under constant-head conditions. The hydraulic conductivity tests were carried out on compacted specimens of a sandstone residual soil, bottom ash, sand and kaolin, with additions of bentonite and 24mm polypropilene fibres. The bottom ash was the only material which gave hydraulic conductivity tests results higher than  $1 \times 10^{-7}$  m/s, even with 18% of bentonite addition. In order to study the effect of bentonite inclusion and particle morphology on the hydraulic conductivity of the admixtures, an investigation was undertaken based on thin section micrographs. The mechanical behaviour of the composite materials was investigated in the second stage of this work. Isotropic compression tests, CID and CIU triaxial tests and also ring shear tests were performed in order to predict the influence of bentonite and fibre addition. The results showed that the fibres increase the soil parameters ( $c$ ,  $\phi$ ) and the post-peak shear strength, mainly at low confining pressures and also at very high horizontal displacements. Analysing both the hydraulic and mechanical behaviour of the composite materials, we can point out a great variety of materials which can be used as cover liners: sand bentonite and sand bentonite fibres admixtures, sandstone residual soil with and without fibres, kaolin and kaolin with fibres. The last one can also be used with hazardous waste or as a bottom liner.

# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO

Camadas naturais e compactadas compostas de solos de granulometria fina são utilizadas como barreiras hidráulicas para limitar a percolação de líquidos contaminados provenientes de aterros de lixo doméstico e industrial, rejeitos de mineração e barragens de rejeitos tóxicos. Barreiras de solos argilosos compactados também são utilizadas na cobertura de aterros para limitar a migração de contaminantes, através do escoamento superficial, e a geração de efluentes líquidos contaminados, através da minimização da percolação de líquido para o interior do aterro.

As argilas compactadas são utilizadas sozinhas ou compostas com geossintéticos em barreiras hidráulicas (*bottom liners*) e sistemas de cobertura de aterros (*cover liners*). Em ambos os casos, a camada argilosa é o material responsável pela manutenção da integridade da barreira. Para o caso das barreiras hidráulicas de fundo, a camada de argila deve possuir uma condutividade hidráulica inferior a  $1 \times 10^{-9}$  m/s (EPA, 1992; ASTM D 1973, 1991). Para os sistemas de cobertura, existem distinções na condutividade hidráulica máxima requerida em função do tipo de resíduo. No isolamento de resíduos perigosos, onde um *liner* compósito com geossintéticos é exigido, a camada de argila deverá apresentar uma

condutividade hidráulica de no máximo  $1 \times 10^{-9}$  m/s. Por outro lado, quando o sistema de cobertura for utilizado em resíduos não perigosos, como o resíduo sólido municipal, simplesmente uma barreira à infiltração é exigida com condutividade hidráulica máxima de  $1 \times 10^{-7}$  m/s (Austin, 1992; Daniel e Koerner, 1995).

Para que a condutividade hidráulica seja baixa, utilizam-se solos altamente plásticos, que possuem características de contração e expansão com mudanças de umidade. Enquanto que a expansão moderada pode não ser prejudicial, a fissuração ocasionada pelo ressecamento durante estações secas pode fazer com que a camada de argila perca a sua função devido ao aumento da condutividade hidráulica. Camadas de argila podem fissurar devido ao ressecamento e também, no caso de *cover liners*, devido ao recalque diferencial que ocorre dentro da massa de resíduos. Tais solos possuem problemas adicionais devido à baixa resistência à tração e difícil trabalhabilidade, afetando seu comportamento quando utilizados na construção de *liners*. Na tentativa de minimizar os problemas citados anteriormente, utilizam-se *liners* de areia associada com bentonita. Neste caso, a bentonita serve para diminuir a condutividade hidráulica e a areia serve para melhorar a trabalhabilidade da mistura.

Esforços tem sido feitos no sentido de desenvolver novos materiais que possuam características melhoradas tais como boa trabalhabilidade, baixa condutividade hidráulica, estabilidade climática e capacidade de absorver recalques diferenciais. A utilização de rejeitos na construção de *liners* também é um assunto que está sendo abordado por alguns pesquisadores, como por exemplo, a utilização de cinzas de carvão (Shackelford e Glade, 1994; Han, 1996).

Outro problema que um material apropriado para a contenção de resíduos deve tentar impedir é o surgimento de trincas, sejam de tração ou retração, que representam a perda da capacidade de suporte e o aumento na condutividade hidráulica da camada. Para tanto, espera-se que a adição de fibras ao solo resulte em um material compósito mais resistente e mais dúctil, minimizando assim os problemas anteriormente discutidos. Supõe-se que a inclusão das fibras torne a camada compactada capaz de suportar as cargas a que for solicitada, e mesmo após sofrer grandes recalques diferenciais, as fibras continuem atuando como elementos de reforço, impedindo a propagação das fissuras, principalmente em camadas de cobertura (*cover liners*).

O trabalho apresentado nesta tese segue a linha de pesquisa que tem sido desenvolvida mundialmente no sentido de avaliar o comportamento hidráulico dos materiais constituintes de camadas impermeáveis, dando ênfase aos *liners* de cobertura, porém com uma fundamental diferença: a avaliação do comportamento mecânico das mesmas. Esta abordagem torna-se de grande importância pelo fato de considerar o comportamento hidráulico associado com o comportamento mecânico de materiais utilizados em barreiras impermeáveis.

A busca por soluções técnicas utilizando-se materiais alternativos (materiais reforçados com fibras) é uma linha de pesquisa em franco desenvolvimento no grupo de Geotecnia da UFRGS (e.g. Ulbrich, 1997; Consoli *et al*, 1997, 1998, 1999; Montardo, 1999; Feuerharmel, 2000; Specht, 2000; Casagrande, 2001; Homem, 2002).

Neste contexto, o presente trabalho visa contribuir para o desenvolvimento de novos materiais geotécnicos com características apropriadas para a construção de *liners* de cobertura através do estudo do comportamento hidráulico e mecânico de novos materiais compósitos, contribuindo, assim, para a contenção e disposição adequada de resíduos poluentes e para um melhor entendimento do comportamento mecânico dos materiais constituintes dos *liners* em questão.

## 1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho consiste em desenvolver novos materiais compósitos que possuam características apropriadas para serem empregados em barreiras horizontais impermeáveis, dando ênfase aos *liners* de cobertura (*cover liners*). Este objetivo será alcançado através da avaliação da condutividade hidráulica e do estudo do comportamento tensão-deformação das misturas, estabelecendo padrões de comportamento que possam explicar a influência da adição de bentonita e fibras, relacionando-a com os parâmetros de resistência ao cisalhamento e deformação do solo, bem como com a condutividade hidráulica.

Os objetivos específicos a serem alcançados estão descritos a seguir:

1. Projetar e construir um permeâmetro de parede flexível com características especiais e que permita a realização de testes em materiais com baixíssima condutividade hidráulica;
2. Caracterizar fisicamente os quatro materiais propostos como componentes principais ou como matriz das camadas impermeáveis: uma argila, uma areia siltosa, uma cinza de carvão e uma areia, cobrindo, assim, uma extensa gama de solos existentes na natureza. Dentro deste objetivo específico destaca-se também a caracterização física da bentonita e das fibras a serem adicionadas à matriz de solo;
3. Verificar a influência da adição de fibras e bentonita nas características de compactação dos materiais utilizados como matriz;
4. Avaliar a condutividade hidráulica das quatro diferentes matrizes e a influência da adição de fibras e bentonita através de ensaios de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede flexível;
5. Estudar a possibilidade de utilização de resíduos de termelétricas (cinzas de carvão) com bentonita e fibras para serem usados como *liners* através de ensaios de condutividade hidráulica e ensaios triaxiais, bem como a avaliação da textura e morfologia das partículas através de microscopia convencional.
6. Caracterizar o comportamento em compressão isotrópica de algumas matrizes no intuito de definir a Linha Isotrópica de Consolidação (LIC) dos materiais até altos níveis de tensão com ensaios realizados no Imperial College - Londres;
7. Estudar experimentalmente o comportamento tensão-deformação dos materiais compósitos, que fez-se basicamente através da realização de ensaios de compressão triaxial, drenados e não drenados, com carregamento axial e taxa de deformação constante, realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS;

8. Complementar o estudo que foi iniciado na UFRGS com ensaios triaxiais drenados e não drenados, com taxa de deformação constante, diferentes trajetórias de carregamento e até altos níveis de tensões confinantes, com ensaios realizados no Imperial College;
9. Avaliar a influência da adição de fibras no ganho de resistência e principalmente avaliar até que nível de deformações as fibras ainda funcionam como reforço, através de ensaios de cisalhamento anular, realizados no equipamento *ring shear*.

### 1.3 DEFINIÇÕES BÁSICAS

Materiais compósitos são aqueles originados da combinação de dois ou mais materiais e que apresentam propriedades que não são encontradas nos materiais que lhe deram origem (Montardo, 1999). A matriz ocupa a maior parte do volume total do compósito, e, no caso específico deste trabalho, é composta de solo ou de cinza de carvão. Desta forma, os termos solo e cinza de carvão são, em vários momentos, referidos de forma genérica pelo termo matriz.

A seguir apresenta-se uma breve revisão da terminologia utilizada neste trabalho, que foi descrita por Been, Jefferies e Hachey (1991) para solos arenosos, e que será adotada mais amplamente neste trabalho com referência a qualquer matriz de solo.

Estado: o estado de um solo é a descrição das condições físicas sob as quais ele existe. Índice de vazios e tensões são as variáveis primárias de estado para solos. Estrutura é uma variável de estado importante, enquanto que temperatura, por exemplo, é de menor importância.

Propriedades intrínsecas do material: podem ser definidas unicamente e são independentes do estado do solo. Como exemplo pode-se citar a granulometria,

mineralogia, forma do grão, ângulo de atrito mineral/mineral ( $\phi_{\mu}$ ) e peso específico real dos grãos.

Propriedades comportamentais: são medidas em testes específicos e dependem do tipo de teste, estado inicial e propriedades intrínsecas do solo. Incluem ângulo de atrito de pico, dilatância, poro-pressões na ruptura e resistência não drenada.

#### 1.4 ORGANIZAÇÃO DA TESE

Esta tese está dividida em sete capítulos, iniciando com o capítulo introdutório (Capítulo 1), seguido do Capítulo 2, onde é apresentada uma revisão da literatura existente compreendendo os tópicos referentes aos principais assuntos abordados nesta tese.

O programa de pesquisa é apresentado no Capítulo 3, onde são detalhados todos os tipos de ensaios realizados, bem como as variáveis investigadas em cada fase do trabalho.

No Capítulo 4 são apresentados e caracterizados os materiais utilizados na pesquisa, os métodos utilizados na realização de cada tipo de ensaio e também a descrição dos equipamentos utilizados na realização do programa experimental.

Os resultados e análise estão divididos em dois capítulos:

No capítulo 5 são apresentados os resultados e análises referentes ao estudo do comportamento hidráulico dos materiais: ensaios de condutividade hidráulica. Uma parte deste capítulo refere-se à avaliação da condutividade hidráulica somente das matrizes e das matrizes com adição de diferentes teores de bentonita e fibras. Posteriormente, apresenta-se a avaliação da condutividade hidráulica de várias misturas com diferentes teores de umidade, e por último é apresentada uma

avaliação qualitativa da estrutura e morfologia de algumas misturas, baseando-se em resultados de microscopia convencional.

No Capítulo 6 são apresentados os resultados e análises referentes ao estudo do comportamento mecânico dos materiais: ensaios de compressão isotrópica, ensaios triaxiais e ensaios no equipamento *ring shear*. A primeira parte deste capítulo refere-se à determinação do comportamento das matrizes com relação aos aspectos de compressibilidade. A realização dos ensaios de compressão isotrópica tiveram como objetivo a identificação da Linha Isotrópica de Consolidação (LIC). Posteriormente, são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais, a partir dos quais o comportamento das matrizes é analisado considerando os aspectos referentes à deformabilidade e resistência ao cisalhamento. Por último, são apresentados os ensaios realizados no equipamento de *ring shear*, nas matrizes de SRAB, areia e cinza de carvão (com e sem fibras), que possibilitou a avaliação do comportamento dos materiais a altíssimos níveis de deformação cisalhante.

As principais conclusões que representam a síntese do conhecimento adquirido durante a realização deste trabalho estão apresentadas no Capítulo 7, onde estão também apresentadas sugestões para trabalhos futuros.

## CAPÍTULO 2

### REVISÃO DA LITERATURA

#### 2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O solo e a água têm sido utilizados para a disposição de resíduos sólidos e líquidos desde que o homem começou a explorar os recursos naturais de forma indiscriminada. Em função da grande mobilidade das águas em mares e rios, que carregam e espalham os resíduos, esta prática está sendo aos poucos abandonada em nosso país. Acreditava-se que o efluente líquido gerado pelos resíduos dispostos no solo era completamente atenuado após ter percolado pelo solo, o que já foi provado estar incorreto, uma vez que a capacidade de atenuação do solo é limitada. A partir do momento em que se observou que o efluente líquido gerado pelos resíduos estava contaminando o solo e as águas subterrâneas, foram introduzidas restrições no tipo e quantidade de resíduos, e o conceito de aterros para resíduos foi desenvolvido. Foram adotados dois tipos de aterros: o aterro industrial, para resíduos perigosos ou inertes e o aterro sanitário, ou municipal, para a contenção de resíduos sólidos domiciliares.

Atualmente existem leis e órgãos responsáveis pela regulamentação do uso e construção de aterros, bem como pela classificação dos resíduos a serem dispostos. Para a prevenção da contaminação do solo, muitas vezes se faz necessária a utilização de *liners* de solo compactado ou de *liners* compósitos, ou os GCLs (*Geosynthetic Clay Liners*), que utilizam membranas flexíveis intercaladas com camadas de argila, dependendo do tipo de resíduo. Vale ressaltar que esta pesquisa leva em conta somente barreiras horizontais impermeáveis compostas de solos ou

de resíduos, sendo que o restante da discussão será focada somente nas propriedades dos materiais constituintes destas barreiras.

No decorrer deste capítulo será apresentada uma revisão da literatura que está subdividida em cinco partes distintas, porém de igual importância. Na primeira parte é abordado de maneira abrangente o que diz respeito à barreiras horizontais impermeáveis para contenção de resíduos. Na segunda parte é feito um apanhado geral sobre condutividade hidráulica: parâmetros que afetam a condutividade hidráulica, parâmetros relacionados à condutividade hidráulica que afetam a resistência das argilas, bentonitas e sua influência na condutividade hidráulica, e por fim uma revisão sobre métodos de ensaio para a medição da condutividade hidráulica. Na terceira parte é apresentada uma revisão sobre solos reforçados com fibras, e após, na quarta parte, é feita uma breve revisão da Teoria do Estado Crítico, que é utilizada neste trabalho como referência para a compreensão do comportamento dos materiais em questão. Por último, na quinta parte deste capítulo, é apresentada uma revisão sobre o comportamento de solos a grandes deslocamentos, com o objetivo de embasar a análise dos resultados obtidos nos ensaios de *ring shear*.

## 2.2 BARREIRAS HORIZONTAIS IMPERMEÁVEIS PARA CONTENÇÃO DE RESÍDUOS – *LINERS*

Um *liner* é uma camada de um determinado material que serve como barreira horizontal impermeável, utilizado para minimizar a infiltração de água para dentro de resíduos previamente dispostos (*liners* de cobertura ou *cover liners*) ou para controlar a liberação de efluente líquido do resíduo (*liners* de fundo ou *bottom liners*). Para que estes objetivos possam ser alcançados, o *liner* deverá apresentar baixa condutividade hidráulica por longos períodos de tempo. Esta condutividade hidráulica deverá ser suficientemente baixa, o que normalmente é o problema mais difícil de ser resolvido. Além disso, espera-se que o *liner* atenua a movimentação do efluente líquido gerado, agindo como um filtro químico, absorvendo ou atenuando

certos compostos e também sirva para outras funções a que for solicitado (Kalteziotis *et al*, 1994).

Segundo Daniel (1993), existem três tipos de *liners*: *liners* naturais de argila, *liners* de argila compactada e *liners* com geossintéticos (GCL – *Geosynthetic clay liners*). Os primeiros são formações naturais de baixa condutividade hidráulica de solos ricos em argila, onde o resíduo pode ser enterrado ou disposto sobre a camada. O maior problema deste tipo de *liner* é a condutividade hidráulica, que deve ser entre  $1 \times 10^{-8}$  e  $1 \times 10^{-9}$  m/s. Para que funcionem efetivamente, a camada de solo deverá ser contínua e sem imperfeições como fissuras e buracos. A condutividade hidráulica destas camadas deverá ser estudada através da combinação de testes de campo e de laboratório em amostras indeformadas (Daniel *et al*, 1984). Normalmente, recomenda-se a utilização de outros tipos de *liners* em função da dificuldade de avaliação da uniformidade da condutividade hidráulica em toda a camada de solo argiloso.

Os *liners* de argila compactada são construídos primeiramente com solo natural, apesar ter sido relatada na literatura a combinação com vários outros materiais, tais como rejeitos da mineração de carvão (Aubertin *et al*, 1994), cinzas de carvão (Han, 1996; Achari, 1995; Shackelford e Glade, 1994), adição de estabilizantes como cimento e cal (Belleza e Pasqualini, 1997; Manassero *et al*, 1994; Broderick e Daniel, 1990; Bowders e Daniel, 1987) e adição de fibras (Al-Wahab e El-Kedrah, 1995; Maher e Ho, 1994). Por último, os GCLs, ou *liners* com geossintéticos consistem em uma fina camada de argila expansiva sanduichada entre dois geotêxteis ou colada a uma geomembrana. Existem vários tipos de GCLs que podem ser encontrados no mercado, e existem também os que podem ser construídos em campo utilizando-se geossintéticos alternados com camadas de argila compactada.

Além dos tipos de *liners* descritos acima, existem os *liners* de cobertura (*cover liners* ou *cover systems*), que servem para isolar material contaminado do ambiente superficial e controlar o movimento de líquidos e gases. De acordo com Daniel e Koerner (1993), é importante que o engenheiro tenha uma boa compreensão dos princípios básicos que envolvem o projeto de *liners* de cobertura, pois os mesmos não podem ser generalizados para todos os tipos de resíduos e aterros. Estes

sistemas de cobertura deverão cumprir pelo menos uma das funções descritas abaixo:

- separar os resíduos de plantas e animais;
- limitar a infiltração da precipitação para dentro do aterro;
- controlar a emissão de gases do aterro.

O projeto do sistema de cobertura é fortemente influenciado por fatores ambientais, que segundo Daniel e Koerner (1993), incluem:

- exposição a temperaturas extremas, inclusive a grandes profundidades;
- ciclos de molhagem e secagem;
- penetração de raízes de plantas, vermes, insetos e animais;
- recalques diferenciais causados pelo adensamento do resíduo ou do solo de fundação do aterro;
- carregamentos temporários ou permanentes (ex: armazenamento de materiais ou de solo);
- escorregamento dos taludes do sistema de cobertura;
- movimento de veículos;
- erosão causada pela chuva e pelo vento;
- permanentes mudanças de umidade causadas pela movimentação da água para dentro ou para fora da massa de resíduos;
- alterações causadas pela volatilização do gás emitido pela massa de resíduos.

A maioria dos sistemas de cobertura é composta por múltiplos componentes, que podem ser agrupados em cinco categorias: camada superficial, camada de proteção, camada de drenagem, barreira impermeável e camada coletora de gases,

sendo que um sistema de cobertura poderá não utilizar todos os componentes listados acima, dependendo do tipo de resíduo.

O projeto dos *liners* de cobertura, bem como a utilização ou não de todos os componentes de um sistema de cobertura depende do tipo de resíduo a ser isolado. Para resíduos perigosos, a EPA – *United States Environmental Protection Agency* (EPA, 1992) preconiza a utilização de um *liner* compósito com geossintéticos, onde a camada compactada deve ter uma condutividade hidráulica de no máximo  $1 \times 10^{-9} \text{m/s}$ . Para materiais não perigosos, como os resíduos sólidos municipais, as normas especificam somente uma barreira à infiltração, não especificando o uso obrigatório de geossintéticos associados à camada de argila. Além disso, neste caso a camada de argila poderá apresentar uma condutividade hidráulica de até  $1 \times 10^{-7} \text{m/s}$  (Austin, 1992; Daniel e Koerner, 1995).

O presente estudo levará em consideração somente a camada que serve como barreira hidráulica dentro do sistema de cobertura, avaliando a condutividade hidráulica das misturas e dando enfoque à utilização de fibras para a concepção de um material com características ideais de resistência e principalmente de deformabilidade.

Segundo Landreth (1990), as condições de campo diferem grandemente, e por isso nenhum projeto único pode ser adotado. O resíduo, bem como o seu destino, devem ser caracterizados porque o recalque da cobertura depende primeiramente de como a massa de resíduo consolida ou colapsa, podendo ser de maneira uniforme ou não. Alguns modelos foram desenvolvidos pela EPA – *United States Environmental Protection Agency* para auxiliar a estimativa dos efeitos causados pelos recalques diferenciais, auxiliando nos projetos de *liners* de cobertura. Uma avaliação dos diversos modelos disponíveis pode ser feita através do site <http://www.epa.gov/epahome/models.htm>, referenciado com detalhes no final do presente trabalho.

Vários autores têm estudado o uso de materiais adequados para a construção de barreiras para a contenção de resíduos. Para tal, é necessário que sejam conhecidas em especial as propriedades hidráulicas dos materiais a serem utilizados. Estudos recentes sobre barreiras de contenção têm indicado a substituição de uma certa porcentagem da argila constituinte do *liner* por um material

arenoso (Graham *et al*, 1989; Yan Ree *et al*, 1992; Brandl, 1992; Han, 1996; Alston *et al*, 1997). Segundo os autores, tal mistura originaria um material com propriedades melhoradas: menor tendência à contração do que argilas puras ou siltes, índice de vazios baixo, estabilidade climática e maior facilidade de construção. Outro enfoque dado pelos autores nesta linha de pesquisa foi a utilização da cinza, em substituição da areia, na construção de *liners* (Shackelford e Glade, 1994; Han, 1996), uma vez que a cinza possui características físicas semelhantes e possui também propriedades ecologicamente aceitáveis no que diz respeito à lixiviação nas misturas solo-cinza (Han, 1996; Tessari, 1998).

Segundo Kozicki *et al* (1994), as vantagens dos *liners* de materiais arenosos com bentonita podem ser facilmente enumeradas: (1) apesar da molhagem inicial ser bastante rápida, é necessário um longo período de tempo para que a frente de saturação atravesse o *liner*; (2) a condutividade hidráulica do *liner* irá diminuir com o aumento da carga ou tensão confinante, reduzindo a taxa de infiltração e (3) irá ocasionar uma redução significativa na concentração do líquido permeante, como consequência da dispersão, difusão e absorção dentro da matriz. Para os solos em que é necessária a adição de uma grande quantidade de bentonita, Alston *et al* (1997) sugerem a correção da curva granulométrica do material arenoso através da adição de finos ao compósito.

A utilização da cinza, com aditivos estabilizantes ou não, tem sido avaliada por vários estudos realizados recentemente (Zwonok e Chies, 1984; Shackelford e Glade, 1994; Han, 1996; Rohde, 1996; Tessari, 1998; Thomé, 1999). Na maioria dos casos, foram reportados altos valores de condutividade hidráulica para as cinzas sem aditivos ou estabilizantes. Por outro lado, vários estudos mostram que para cinzas estabilizadas quimicamente ou somente com adição de solos argilosos, os valores de condutividade hidráulica das misturas são, na maioria, inferiores a  $10^{-9}$  m/s (Zwonok e Chies, 1984; Han, 1996).

Neste contexto, também tem sido pesquisada a adição de bentonita em solos cuja condutividade hidráulica esteja acima do nível aceitável ( $10^{-9}$  m/s) para a sua utilização em *liners* (Graham *et al*, 1989; Kozicki *et al*, 1994; Umedera *et al*, 1996; e Sivapullaiah *et al*, 1996). Segundo estes autores, a adição de porcentagens de bentonita até 14% seria suficiente para reduzir a condutividade hidráulica a níveis

aceitáveis (Yan Ree *et al*, 1992; Kozicki *et al*, 1994; Umedera *et al*, 1996; Alston *et al*, 1997).

## 2.3 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

### 2.3.1 Parâmetros que afetam a condutividade hidráulica

Sabe-se que um grande número de fatores influencia a condutividade hidráulica de uma argila compactada. Eles incluem o teor de umidade na moldagem, o grau de saturação, o método de compactação, o esforço de compactação, o gradiente hidráulico, o tamanho dos aglomerados de partículas de solo, a distribuição dos tamanhos dos poros, a composição química do líquido permeante, a idade da amostra a ser testada, o índice de vazios e outros (Boynton e Daniel, 1985). A seguir, é apresentada uma revisão da literatura sobre os fatores que influenciam de forma mais contundente na condutividade hidráulica, iniciando-se com o tipo de argila.

Os minerais de argila ou minerais secundários pertencem a uma família de minerais chamada filossilicatos. Os filossilicatos são minerais com estrutura em folhas constituídas por tetraedros de sílica e octaedros de alumínio ou magnésio. Os três principais grupos de minerais de argila são as caolinitas, esmectitas e ilitas.

A caolinita possui carga elétrica negativa e fraco poder de retenção para a água, em comparação com os minerais dos outros grupos; praticamente não apresenta expansibilidade e torna-se plástica em teores de umidade relativamente baixos. As esmectitas ou montmorilonitas são caracterizadas pelo seu poder de retenção de água, expansibilidade elevada e por se tornar plástica em um teor de umidade superior ao correspondente ao da caolinita. As propriedades da ilita são intermediárias entre a caolinita e a esmectita (Maciel Filho, 1997).

Os diferentes minerais de argila são compostos de diferentes combinações entre os tetraedros de sílica e os octaedros de Al e Mg. A dimensão quase idêntica dos tetraedros e octaedros ocasiona o compartilhamento dos átomos de oxigênio entre os mesmos, dando origem aos minerais 1:1. Quando os octaedros compartilham o oxigênio com dois tetraedros de sílica, originam-se os minerais 2:1. A Figura 2.1 mostra uma representação esquemática dos dois tipos de argilominerais:

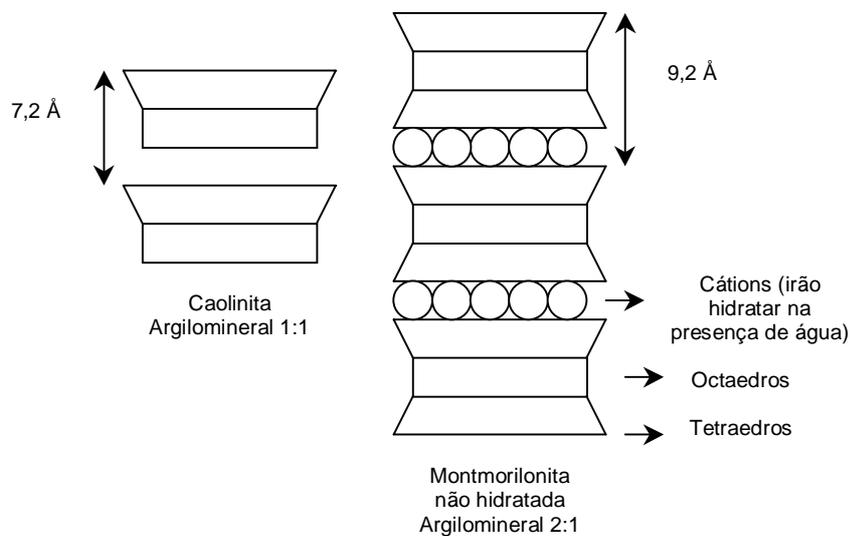


Figura 2.1 – Plaquetas de argila Caolinita e Montmorilonita (Mitchell, 1993)

As caolinitas são argilominerais 1:1 e não apresentam cátions entre as camadas. A não existência de cátions e espaço para as moléculas de água entrarem entre as camadas fazem com que estas argilas não expandam. As illitas são argilominerais 2:1 que tem o potássio como cátion entre as camadas. Este cátion satisfaz a deficiência de cargas, diminuindo o potencial de expansão destas argilas. Por outro lado, os íons de sódio e cálcio presentes nos argilominerais 2:1 movem-se da superfície da argila na presença de água, ocasionando a entrada de água entre as camadas e conferindo alto poder de expansão ao argilomineral. O poder de expansão está relacionado à proporção de cátions trocáveis em tais argilas. As argilas montmorilonita são os argilominerais 2:1 que exibem maior poder de expansão (Mitchell, 1993).

Além dos tipos de argila, existem outros parâmetros que afetam a sua condutividade hidráulica. O grau de compactação, o teor de umidade e densidade da argila compactada e o grau de flocculação e dispersão das plaquetas de argila são outros parâmetros importantes que afetam o arranjo estrutural das partículas e que, por sua vez, produzem efeito na condutividade hidráulica.

Existem na literatura duas explicações para a influência do teor de umidade de moldagem na condutividade hidráulica de solos argilosos compactados. A primeira, proposta por Lambe (1958), relaciona a condutividade hidráulica do solo compactado com a orientação das partículas de solo. A teoria dos agregados de partículas, proposta por Olsen (1962), sugere que a maior parte do fluxo de água em argilas compactadas ocorre nos espaços existentes entre os aglomerados. Benson e Daniel (1990), na tentativa de verificar a importância da estrutura e dos aglomerados de partículas na condutividade hidráulica de uma argila compactada, estudaram o material a nível microscópico, não encontrando nenhuma evidência de flocculação ou dispersão da estrutura do solo em função do teor de umidade de compactação. Segundo os autores, para que a condutividade hidráulica seja minimizada em solos argilosos altamente plásticos que formam aglomerados de partículas, é necessário que os vazios entre os aglomerados sejam eliminados durante a compactação. A eliminação dos aglomerados pode ser feita através da adição de uma quantidade de água suficiente para que os mesmos fiquem menos resistentes pela redução de sucção, ou através da aplicação de uma energia de compactação suficientemente alta para destruir os aglomerados secos e resistentes.

Vários estudos foram feitos no sentido de compatibilizar resistência mecânica com baixa condutividade hidráulica. Kalteziotis *et al* (1994) observaram a tendência dos solos alcançarem um estado totalmente saturado com o aumento do esforço de compactação quando o solo encontrava-se com teores de umidade logo acima da umidade ótima, entre 2 a 4%. O mesmo foi observado por Daniel e Benson (1990) e Benson *et al* (1994). De acordo com Daniel (1993), os parâmetros de compactação típicos requeridos para um *liner* estariam dentro da mesma faixa de umidade citada acima (0 a 4% acima da umidade ótima) e a densidade deveria ser entre 100 a 95% da densidade máxima obtida em ensaio de compactação com energia Proctor Normal.

Outro fator importante que diz respeito à estrutura do solo é o fenômeno de laterização que ocorre na maioria dos solos argilosos tropicais. Estes solos possuem características geotécnicas e geoquímicas próprias quando comparados com solos de regiões temperadas em função da intensidade do intemperismo sofrido pelos mesmos. O intemperismo age liberando as bases solúveis (Ca, Mg, K e Na), aumentando a solubilidade da sílica e diminuindo a do alumínio. Com os ciclos de umidade e seca estes solos estão sujeitos à lixiviação da sílica e deposição de óxido ferroso e de alumínio, resultando em formação de nódulos aglomerados. Este mecanismo está relatado na literatura como laterização dos solos. A agregação das partículas do solo resulta em um aumento na condutividade hidráulica. Dependendo do grau de agregação, o qual é função do grau de laterização do solo, o uso de solos tropicais de granulometria fina como barreira impermeabilizante pode vir a não ser adequado devido a sua alta condutividade hidráulica (Pohl *et al*, 1994; Maciel Filho, 1997).

A percolação com agentes químicos também pode afetar a estrutura do solo, resultando no aumento da condutividade hidráulica em função da floculação das partículas ou do encolhimento do esqueleto do solo. De acordo com Broderick e Daniel (1990), se for possível prevenir as mudanças na estrutura do solo durante a percolação com um agente químico, poderemos manter a baixa condutividade hidráulica inicial do solo. Esta prevenção pode ser feita através da estabilização química, adicionando cimento ou cal para aumentar a resistência mecânica e tampar parcialmente os poros, ou através da estabilização mecânica, densificando a massa de solo. Os autores observaram que as partículas são mais resistentes à alteração (floculação ou orientação) quando estão em uma configuração mais densa, mostrando que o aumento do esforço de compactação possui um potencial enorme para a estabilização da argila contra ataque químico.

Os testes de condutividade hidráulica podem ser conduzidos com água, chorume ou outros compostos químicos como permeante. Compostos químicos requerem algumas considerações especiais em termos de equipamento (ver Daniel, 1994), que serão discutidas no item 3.2.1.

Segundo Daniel (1993) as características mais importantes da água são a quantidade de ar dissolvida, o tipo e concentração de eletrólitos, turbidez, teor de nutrientes e população de microorganismos. Água desairada é preferível para ser

utilizada em ensaios de condutividade hidráulica. Eletrólitos podem influenciar a condutividade hidráulica. Um aumento na concentração de eletrólitos ou na valência dos cátions poderá aumentar a espessura da dupla camada de íons, diminuindo o espaço por onde a água pode passar, diminuindo assim a condutividade hidráulica. O esquema da dupla camada de íons e o seu efeito na condutividade hidráulica pode ser facilmente entendido através da Figura 2.2

A água destilada pode lixiviar eletrólitos, fazendo com que a dupla camada de íons expanda, também reduzindo a condutividade hidráulica. Turbidez, teor de nutrientes e população de microorganismos também podem afetar a condutividade hidráulica. Entretanto, não são utilizadas águas com estas características a não ser que se queira avaliar os efeitos do crescimento de microorganismos com o tempo ou da turbidez da água na condutividade hidráulica. O autor chama a atenção para consideração destes fatores na escolha do líquido permeante, quando forem testados solos argilosos. A água tratada proveniente da rede de abastecimento é comumente utilizada como permeante e é o líquido recomendado pela norma ASTM D 5084 (1990).

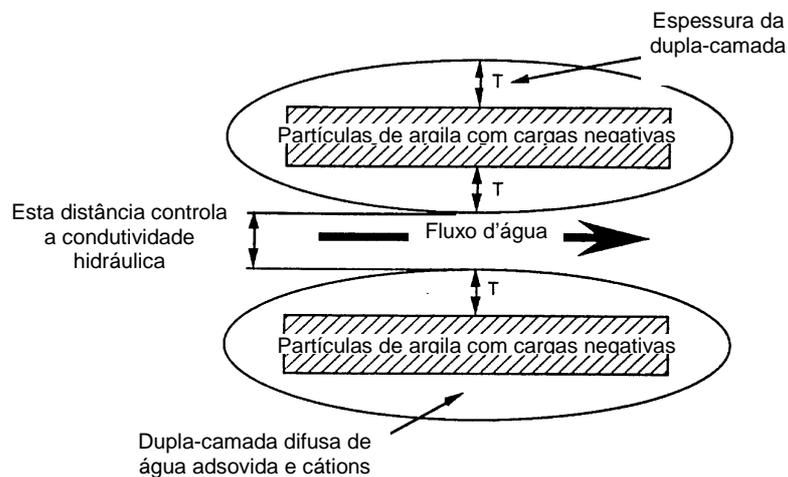


Figura 2.2 – Dupla camada de íons e o seu efeito na condutividade hidráulica (Daniel, 1994)

A compatibilidade dos solos com o líquido permeante também deve ser considerada quando os mesmos são utilizados em barreiras hidráulicas para aplicações ambientais. Compatibilidade significa que a permeabilidade da barreira

não é alterada pelo permeante, que pode provocar várias alterações químicas, discutidas a seguir.

Segundo Broderick e Daniel (1990), muitos compostos químicos orgânicos tendem a encolher a dupla camada de íons que está ao redor das partículas de argila, causando a floculação das mesmas. Esta floculação resulta em um encolhimento no esqueleto do solo e no aparecimento de fissuras. Os compostos orgânicos podem também desidratar as zonas entre as camadas de argilas expansivas. A combinação de floculação, fissuração e redução da espessura da dupla camada de íons leva ao aumento da condutividade hidráulica. Os líquidos inorgânicos também podem ocasionar aumento na condutividade hidráulica. Mudanças na valência dos cátions ou concentração de eletrólitos da água são fatores responsáveis por alguns destes aumentos. Ácidos e bases também podem atacar solos argilosos dissolvendo os minerais do solo.

A dissolução dos argilominerais pode ocorrer sob condições adversas de pH, onde permeantes cáusticos tendem a degradar o tetraedro de sílica e os fluídos ácidos causam a dissolução da camada octaédrica (Favaretti *et al*, 1994).

Bowders e Daniel (1987) desenvolveram um estudo cujo objetivo foi determinar qual a concentração de um composto orgânico que poderia alterar significativamente a condutividade hidráulica de uma argila compactada. Os líquidos permeantes utilizados foram metanol, ácido ascético, heptano, tricloroetileno e água. Ao final, os autores confirmaram a hipótese de que se um líquido orgânico não afeta as características de sedimentação ou os Limites de Atterberg, o líquido não irá afetar a condutividade hidráulica da argila. Se o líquido afetar as características de sedimentação ou os Limites de Atterberg, ele poderá ou não afetar a condutividade hidráulica. Será necessária a realização de testes de condutividade hidráulica para detectar a influência do líquido permeante nessas condições.

Hueckel *et al* (1997) desenvolveram modelos baseados em porosimetria de mercúrio e testes de condutividade hidráulica. Os ensaios de laboratório mostraram que as argilas podem aumentar a condutividade hidráulica em até 4 ordens de magnitude quando permeadas com compostos químicos orgânicos sob tensões muito baixas. As causas do aumento da condutividade hidráulica seriam a evolução

da distribuição do tamanho dos poros, mudanças na constante dielétrica, mudança da espessura da dupla camada de íons e floculação da argila.

Outro fator importante que influencia a condutividade hidráulica é o tamanho da amostra.

Amostras utilizadas em permeâmetros de parede flexível deverão possuir diâmetro e altura no mínimo seis vezes maiores que a maior partícula de solo da amostra. Esta recomendação encontra-se na norma Americana ASTM D 5084 (1990) – *Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter*, que foi adotada neste trabalho por falta de uma norma brasileira adequada para permeâmetros de parede flexível e solos de baixa condutividade hidráulica.

Geralmente, quanto maior o diâmetro da amostra, mais representativo é o resultado obtido. Utilizam-se amostras entre 25mm até 150mm. A razão L/D (altura/diâmetro) é muito variável, sendo encontrados na literatura valores entre 0,25 a 2 (Daniel, 1993; Yanful *et al*, 1995; Locat *et al*, 1996). Para permeâmetros de parede flexível recomenda-se a utilização de  $L/D = 1$ , para evitar as diferenças de tensão efetiva ao longo da amostra, que por sua vez também influenciam os resultados de condutividade hidráulica.

As tensões efetivas a que um solo é submetido poderão afetar a condutividade hidráulica. Daniel (1994) relata que os solos altamente compressíveis ou solos com outras características tais como macroporos, fissuras ou planos de falha são os mais sensíveis à mudanças nas tensões efetivas. Em todos os casos, o aumento das tensões efetivas irá reduzir a porosidade e, por consequência, a condutividade hidráulica. Segundo o autor, a melhor prática é submeter a amostra a uma tensão efetiva representativa das condições de campo. Para solos compressíveis deve-se tomar o cuidado para que não ocorra consolidação excessiva da amostra, resultando em valores muito baixos de condutividade hidráulica.

Boynton e Daniel (1985) estudaram, para dois diferentes tipos de argila, a influência do tamanho da amostra e das tensões efetivas na condutividade hidráulica do material em amostras indeformadas. A condutividade hidráulica aumentou com o aumento do diâmetro das amostras, e, segundo os autores, isso deveu-se à

probabilidade de amostras maiores terem mais chance de apresentarem fissuras ou outros defeitos. Entretanto, a condutividade hidráulica das amostras maiores (15 cm de diâmetro) foi aproximadamente duas vezes a condutividade hidráulica das amostras menores (3,8 cm de diâmetro), não sendo um valor considerado significativo na prática pelos autores. Ao avaliar a influência da tensão efetiva, os autores observaram que o nível de tensões influencia principalmente o grau de fechamento de fissuras. A aplicação de uma tensão efetiva de 56 kPa foi capaz de fechar as fissuras, diminuindo a condutividade hidráulica, enquanto que tensões efetivas entre 14 a 28 kPa resultaram em condutividades hidráulicas muito mais elevadas.

Tendo em vista os resultados apresentados acima, os autores chamam atenção para o uso de tensões confinantes muito altas em laboratório, que podem levar a resultados errôneos. Da mesma forma, deve-se tomar especial cuidado com materiais submetidos a baixas tensões efetivas em campo.

A aplicação de gradientes hidráulicos muito altos podem causar várias alterações no solo. Necessariamente, as tensões efetivas em uma das extremidades do corpo de prova (entrada de água) serão menores na outra extremidade do corpo de prova (saída de água). Por isso, quanto maior é o gradiente hidráulico, maior será a diferença nas tensões efetivas. Uma vez que o aumento das tensões efetivas tende a reduzir o índice de vazios, haverá uma tendência de diminuição da condutividade hidráulica na extremidade do corpo de prova por onde a água irá sair. O efeito da diferença de tensão efetiva no topo e na base do corpo de prova é mais pronunciado em materiais mais compressíveis. Por isso, o gradiente hidráulico utilizado não deve resultar em uma tensão efetiva que exceda a tensão de pré adensamento do material. Tal prática leva à consolidação excessiva na porção final da amostra, diminuindo a condutividade hidráulica (Carpenter e Stephenson, 1986; Daniel, 1993).

Tavenas *et al* (1983) recomendam que o gradiente hidráulico seja aplicado mediante um aumento de  $\Delta P/2$  no topo e uma diminuição de  $\Delta P/2$  na base da amostra, com o objetivo de diminuir os efeitos da consolidação na base da amostra ocasionada pelas diferenças de tensões efetivas ao longo da mesma.

Gradientes hidráulicos altos tendem a carrear as partículas finas do solo, ocasionando dois tipos de problemas: (1) as partículas finas podem ficar aprisionadas na porção final do corpo de prova, reduzindo a condutividade hidráulica e (2) as partículas finas podem ser totalmente carregadas dos solos mais granulares, aumentando a condutividade hidráulica. Em geral, devem ser utilizados gradientes hidráulicos que se aproximem aos valores encontrados em campo. A norma americana ASTM D 5084 recomenda os limites a serem utilizados em solos com baixa condutividade hidráulica.

A condutividade hidráulica do solo varia com a temperatura em função da variação da viscosidade do líquido permeante com a temperatura. Com água, a condutividade hidráulica varia aproximadamente 3% para cada 1°C de mudança na temperatura (ver norma ASTM D 5084). As correções para os efeitos da temperatura são facilmente feitas. Entretanto, para ensaios de longa duração pode ser necessário o controle de temperatura para evitar expansão e contração da água dentro do sistema.

### **2.3.2 Parâmetros que afetam a resistência ao cisalhamento das argilas**

A resistência de uma argila é função das forças elétricas que atuam entre as partículas e das tensões de contato interpartículas. Além disso, o espaço entre as partículas, a sua orientação, as tensões externas aplicadas, as características do líquido permeante e tudo o que afetar as forças elétricas interpartículas irá afetar a resistência das argilas. Quanto maiores as forças elétricas que atuam entre as partículas e as tensões de contato interpartículas, maior será a resistência de uma massa de argila. Quanto maiores as forças de repulsão entre as plaquetas de argila, menor será sua resistência. Quanto mais perto estão as partículas, maiores serão as tensões de contato, mais denso será o solo e maior será sua resistência (Lambe e Whitman, 1979).

A resistência da argila é afetada pela sua estrutura. Quando as partículas estão orientadas paralelamente, o solo possui resistência menor, ou seja, uma argila com estrutura dispersa possui resistência menor que uma argila com estrutura

floculada (Lambe e Whitman, 1979). Variações nas tensões aplicadas causam variações no espaço entre as partículas e orientação das mesmas, afetando as forças elétricas, o que, por sua vez, afeta a resistência das argilas. As características do líquido permeante e o grau de saturação também afetam as forças elétricas e a orientação das partículas. Da mesma forma, isso também influencia a resistência das argilas. Argilas altamente expansivas que possuem um grande volume de água em seu sistema, tais como a bentonita, possuem resistência mecânica muito menor que as outras argilas (Daniel e Estornell, 1991<sup>1</sup>).

Portanto, a maioria dos parâmetros que causam diminuição na condutividade hidráulica das argilas causam também uma diminuição na sua resistência mecânica. Uma vez que um material utilizado como *liner* deve possuir baixa condutividade hidráulica e alta resistência mecânica, existe a necessidade de ser feito um ajuste entre condutividade hidráulica e resistência mecânica através da dosagem de materiais que tenham capacidade de conferir estas duas características.

### 2.3.3 Bentonita

A bentonita é um material primariamente composto por minerais do grupo esmectita (usualmente montorilonita). O cátion adsorvido dominante é o sódio ou o cálcio, sendo que a bentonita sódica é a mais comumente utilizada em aplicações de selagem e impermeabilização. A bentonita sódica tem um poder muito maior de expansão. Por outro lado, a bentonita cálcica é mais estável quimicamente quando exposta a certos compostos químicos. A qualidade de uma bentonita pode ser avaliada através de medidas indiretas: através da avaliação dos Limites de Atterberg e de ensaios de expansão livre. Quanto maior o Limite de Plasticidade e o Limite de Liquidez, melhor a qualidade da bentonita. O Limite de Liquidez de uma bentonita cálcica situa-se entre 100 e 150%. Uma bentonita sódica de média qualidade tem Limite de Liquidez entre 300 e 500% e uma bentonita sódica de alta qualidade entre

---

<sup>1</sup> DANIEL, D.E.; ESTORNELL, P.M. Compilation of information on alternate barriers for liners and cover systems. EPA report n° EPA/600/S2-91/002, Risk Reduction Eng. Lab., Cincinnati (1991), citados por ACHARI, 1995.

500 e 700%. Os testes de expansão livre mostram que quanto maior a capacidade de expansão da bentonita, melhor sua qualidade (Daniel e Koerner, 1995).

A afinidade da bentonita com a água e sua capacidade de expansão são as características que o material apresenta que o torna resistente à passagem de água. Sob condições confinadas, assim como em *liners*, as partículas expandidas da bentonita serão forçadas umas contra outras, preenchendo os vazios entre as partículas de solo e formando uma barreira contra a passagem de fluido. Se conservada em estado úmido, a bentonita nunca solidifica ou endurece, e mantém sua condição impermeável para sempre. A bentonita funciona melhor para a aplicação em barreiras hidráulicas quando for utilizada uniformemente e em pequenas quantidades, entre 3 a 8% (Kozicki *et al*, 1994).

A bentonita pertence ao grupo de minerais esmectita cujas características englobam grande capacidade de troca catiônica, grande área ou superfície específica, grande potencial de expansão e baixa condutividade hidráulica. Segundo Gleason *et al* (1997), as propriedades da bentonita são amplamente afetadas por interações entre suas partículas e o fluido ao seu redor. A rede de cargas elétricas nas partículas é negativa, o que causa a atração dos cátions dissolvidos na água para a superfície da partícula. A camada de água e íons adsorvidos que estão ao redor da partícula são referidos como dupla camada de íons ou dupla camada difusa (DDL). Teoricamente, a DDL é dominada por três principais parâmetros: a resistência iônica ( $I$ ), a permissividade relativa ou constante dielétrica ( $\epsilon_r$ ) e a temperatura ( $T$ ).

Mesri e Olson (1971)<sup>2</sup>, mostraram que, ao mesmo índice de vazios, uma bentonita sódica apresentou uma condutividade hidráulica aproximadamente 1000 vezes menor que uma bentonita cálcica. Segundo vários autores, um líquido permeante com baixa constante dielétrica aumenta a condutividade hidráulica de solos argilosos. Também o aumento na resistência elétrica ou valência catiônica do fluido dos poros aumenta a condutividade hidráulica em solos argilosos. Estas observações experimentais concordam com a teoria da dupla camada difusa, ou DDL. Produtos químicos com baixa constante dielétrica, alta concentração de

---

<sup>2</sup> MESRI, G.; OLSON, R.E. Mechanisms controlling the permeability of clays. **Clays and Clay Minerals**, v.19, p.151-158, 1971, citados por GLEASON *et al*, 1997

eletrólitos ou alta valência de cátions podem ocasionar o encolhimento da bentonita, causando fissuração e aumento na condutividade hidráulica. Por isso, a bentonita cálcica é mais resistente para aplicações ambientais, pois a sua DDL é menos afetada pelas reações ocasionadas pelos produtos químicos. Em função do seu alto poder de expansão, Gleason *et al* (1997) concluíram que a resistência ao cisalhamento em misturas de areia-bentonita sódica é aproximadamente a metade da resistência de misturas de areia-bentonita cálcica, para as tensões estudadas. Para a bentonita cálcica, o intercepto coesivo é de 5,8 kPa e o ângulo de atrito é de 21°; para a bentonita sódica, que é mais expansiva, o intercepto coesivo é de 6 kPa e o ângulo de atrito é de 12°.

Graham *et al* (1989), em um estudo realizado em misturas de areia-bentonita na proporção de 1:1, observou que o material expande a baixas tensões de carregamento, e que esta expansão é inibida por tensões confinantes acima de 0,8 MPa. Observou, também, que a resistência do material corresponde à resistência da bentonita.

As alterações nas propriedades mineralógicas e físico-químicas em função da percolação de químicos no solo normalmente ocorrem na seguinte ordem de intensidade: são maiores para as montmorilonitas sódicas, montmorilonitas cálcicas, ilitas e, em menor intensidade, para as caolinitas (Brandl, 1992).

De acordo com Khera (1995), a expansão livre da bentonita é dramaticamente afetada pelo pH, principalmente para as bentonitas sódicas. O maior potencial de expansão da argila encontra-se em um meio com pH de aproximadamente 8. A redução da expansão, ocasionada pela redução do pH, indica também uma redução da dupla camada de íons, o que por sua vez, aumenta a condutividade hidráulica. Uma vez que o pH em um meio contaminado poderá variar grandemente, a possibilidade do aumento da condutividade hidráulica em aterros contendo bentonita sódica é enorme.

O teor de bentonita pode ser medido em campo através do teste de azul de metileno, que é um teste de titulação. O azul de metileno, que é catiônico, é fortemente adsorvido pela bentonita. Quanto maior a quantidade de bentonita no solo, maior a quantidade de azul de metileno. Plota-se uma curva de calibração para um determinado tipo de solo e compara-se com os resultados obtidos em campo.

Segundo Daniel e Koerner (1995), este é o método para controlar o teor de bentonita adicionado ao solo, utilizado em conjunto com testes de condutividade hidráulica para assegurar ou verificar valores aceitáveis de adição de bentonita, bem como de condutividade hidráulica.

### **2.3.4 Medição da condutividade hidráulica**

A condutividade hidráulica é um parâmetro que depende de uma grande gama de fatores, como já foi visto anteriormente. Além de todos estes fatores, a condutividade hidráulica pode ser influenciada pelo tipo de permeâmetro utilizado. Daniel (1994) e Boynton e Daniel (1985) descrevem um estudo abrangente sobre os diferentes tipos de permeâmetros e suas respectivas performances. Uma visão geral deste trabalho será mostrada a seguir.

Um permeâmetro pode ser classificado como permeâmetro de parede rígida ou flexível. Os permeâmetros de parede rígida podem ser de vários tipos:

1. *Compaction mold permeameter*: permeâmetro onde o solo é compactado dentro do tubo e o teste de condutividade hidráulica é conduzido através da aplicação de uma carga hidráulica. As desvantagens do sistema são a não saturação da amostra, a impossibilidade de saturação por contra pressão, a não existência de controle sobre as pressões atuantes na amostra e a existência da possibilidade de haver fluxo lateral pelas paredes do tubo do permeâmetro.
2. *Consolidation cell permeameter*: pode ser utilizado de duas maneiras: (1) o solo é consolidado e a condutividade hidráulica medida através da taxa de consolidação. Podem ocorrer erros por não ser levada em conta a consolidação secundária. (2) a amostra é instalada dentro do tubo e o solo é permeado diretamente. Podem ocorrer problemas devido ao fluxo lateral. Possui a vantagem de poder aplicar cargas verticais na amostra.

3. *Fixed cylinder permeameter*: permeâmetro onde a amostra é retirada indeformada e permeada diretamente no tubo de amostragem. Podem ocorrer problemas devido à não saturação da amostra e de fluxo lateral quando existir algum pedregulho ou problemas na amostragem. É um tipo de permeâmetro que facilmente dá resultados problemáticos e é utilizado somente em solos fáceis de amostrar.
4. *Oversized permeameter*: é utilizado quando é necessário um selamento entre a amostra e o tubo do permeâmetro. O material utilizado para o selamento normalmente é bentonita. Os resultados geralmente são satisfatórios, mas há necessidade de que seja dada muita atenção à preparação e controle do selo.

Tavenas *et al* (1983), ao estudarem a condutividade hidráulica de argila moles através de diferentes ensaios de laboratório, concluíram que as avaliações indiretas da condutividade hidráulica através de ensaios de adensamento mostraram-se não confiáveis, principalmente para os materiais estruturados. A avaliação da condutividade hidráulica através do coeficiente de adensamento  $C_v$  com vários incrementos de carga resulta em valores muito baixos, resultando em relações  $e$  x  $\log k$  não representativas.

O permeâmetro de parede flexível, descrito a seguir, é muito mais confiável em função do selamento que a membrana proporciona ao redor de toda a amostra. Por causa de todas as dificuldades encontradas nos ensaios com permeâmetros de parede rígida, prefere-se a utilização de permeâmetros de parede flexível.

O equipamento triaxial tem sido utilizado por vários autores para a saturação das amostras e para a realização de ensaios de condutividade hidráulica. Tavenas *et al* (1983) e Carpenter e Stephenson (1986) descreveram o uso do equipamento triaxial como um permeâmetro.

O permeâmetro de parede flexível possui várias vantagens: (1) amostras indeformadas podem ser facilmente testadas; (2) a contra-pressão pode ser utilizada para saturar a amostra; (3) as tensões verticais e horizontais podem ser facilmente monitoradas.

A realização de testes nos permeâmetros deve ser feita com controle de entrada do líquido na amostra. A Lei de Darcy relaciona a taxa de fluxo com o gradiente hidráulico. Assume-se que a área transversal da amostra ( $A$ ) e a altura da amostra ( $L$ ) sejam conhecidas. Então, para a determinação da condutividade hidráulica é necessária a medição da taxa de fluxo ( $q$ ) e da carga hidráulica aplicada na amostra ( $\Delta H$ ). O controle de entrada de líquido na amostra pode ser feito de três diferentes formas: testes com carga constante, carga variável e com taxa de fluxo constante, descritos a seguir:

1. Carga constante: existem várias maneira de manter a carga hidráulica constante, dentre elas a utilização de reservatórios ou com o tubo de Mariotti. Possui a vantagem da simplicidade de cálculo e pressão constante na amostra, o que evita a sua variação volumétrica.
2. Carga variável: pode ser feito de duas maneiras: (1) com carga hidráulica de entrada variável e carga hidráulica de saída constante (atmosfera). Recomendado para solos com condutividade hidráulica maior que  $1 \times 10^{-5}$  m/s. (2) com cargas hidráulicas de entrada e de saída variáveis, recomendado para solos com baixa condutividade hidráulica. Possui a desvantagem de que a variação de carga pode liberar bolhas de gás dissolvidas e também pode causar variações na tensão efetiva, resultando em consolidação da amostra.
3. Fluxo constante: é realizado através do bombeamento do líquido através da amostra a uma taxa de fluxo constante e medição da perda de pressão ocasionada pela passagem do líquido pela amostra através de um transdutor diferencial de pressão. Possui a vantagem da possibilidade de realização de ensaios em curto espaço de tempo e automação total do equipamento. Por outro lado, é um equipamento caro e existe a possibilidade do desenvolvimento de gradientes hidráulicos altíssimos, se a taxa de fluxo utilizada for alta.

Quando os solos são permeados com água, existem alguns critérios que devem ser observados para determinar quando um teste pode ser finalizado. (1) os fluxos de entrada e saída de água da amostra devem ser razoavelmente iguais; (2) a condutividade hidráulica deverá estar razoavelmente estável e (3) devem ser

coletados pontos suficientes para que um resultado representativo seja obtido. Quando um solo é permeado com compostos químicos, critérios adicionais aos citados anteriormente devem ser aplicados: (1) o ensaio deverá continuar até que o volume de líquido permeado corresponda a quatro volumes de poros da amostra; (2) o ensaio deverá continuar até que a composição química do líquido de entrada seja igual à composição química do líquido da saída da amostra; (3) deve-se plotar a concentração de todos os íons críticos do líquido efluente.

A utilização de compostos químicos como líquido permeante apresenta desafios adicionais, os quais incluem considerações quanto à segurança do processo de ensaio e considerações quanto à compatibilidade do líquido com o material do equipamento. A compatibilidade do líquido com o equipamento normalmente é feita com a utilização de aço inox e teflon nos componentes que ficam em contato com o líquido permeante.

## 2.4 FIBRAS

### 2.4.1 Materiais Compósitos Fibrosos

Para que se possa obter um melhor entendimento do mecanismo envolvendo o reforço de solos com fibras, neste item é feita uma revisão sobre as definições e propriedades dos materiais compósitos e dos materiais compósitos fibrosos.

Atualmente um grande número de novos materiais tem sido desenvolvido, geralmente baseados em materiais tradicionais, mas incorporando de alguma forma elementos de reforço. Estes novos materiais são denominados materiais compósitos.

Materiais compósitos são misturas de dois ou mais materiais diferentes com características inferiores à do material resultante. São, portanto, constituídos por duas fases: a matriz (concretos, silicões, argamassas, etc.) e o elemento de reforço

(fibras, papéis, aço, etc.) e são desenvolvidos para otimizar os pontos fortes de cada uma das fases (Budinski, 1996).

Higgins (1994) classifica os materiais compósitos em dois grandes grupos: os materiais compósitos particulados, quando é adicionado à matriz algum material em forma de partícula, e os materiais compósitos fibrosos, onde as fibras atuam controlando a abertura e o espaçamento entre as fissuras, distribuindo de forma mais uniforme as tensões dentro da matriz.

Segundo Taylor (1994), as fibras não impedem a formação de fissuras no compósito, mas são capazes de aumentar a resistência à tração pelo controle da propagação das mesmas. Hannant (1994) acredita que as fibras mantêm as interfaces das fissuras juntas, atuando principalmente no estado pós-fissuração, ou seja, aumentando a ductilidade. As fibras que “atravessam” as fissuras contribuem para o aumento da resistência, da deformação de ruptura e da tenacidade dos compósitos.

O desempenho dos compósitos reforçados com fibras é controlado principalmente pelo teor e pelo comprimento da fibra, pelas propriedades físicas da fibra e da matriz e pela aderência entre as duas fases (Hannant, 1994). Johnston (1994) acrescenta o efeito da orientação e distribuição da fibra na matriz. A orientação de uma fibra relativa ao plano de ruptura, ou fissura, influencia fortemente a sua habilidade em transmitir cargas. Uma fibra que se posiciona paralela ao plano de ruptura não tem efeito, enquanto que uma perpendicular tem efeito máximo.

Os principais parâmetros relacionados ao desempenho dos materiais compósitos reforçados com fibras são apresentados por Taylor (1994), assumindo que as variações das propriedades descritas abaixo são atingidas independentemente:

- *Teor de fibra*: um alto teor de fibras confere maior resistência pós-fissuração e menor dimensão das fissuras, desde que as fibras possam absorver as cargas adicionais causadas pela fissura;

- *Módulo de elasticidade da fibra*: um alto valor do módulo de elasticidade causaria um efeito similar ao teor de fibra. Quanto maior o módulo maior a probabilidade de haver o arrancamento das fibras;
- *Aderência entre a fibra e a matriz*: as características de resistência, deformação e padrões de ruptura de uma grande variedade de compósitos reforçados com fibras dependem fundamentalmente da aderência fibra/matriz. Uma alta aderência entre a fibra e a matriz reduz o tamanho das fissuras e amplia sua distribuição pelo compósito;
- *Resistência da fibra*: aumentando a resistência das fibras, aumenta, também, a ductilidade do compósito, assumindo que não ocorra o rompimento das ligações de aderência. A resistência necessária dependerá, na prática, das características pós-fissuração necessárias, bem como do teor de fibra e das propriedades de aderência fibra-matriz;
- *Comprimento da fibra*: quanto maior for o comprimento das fibras, menor será a possibilidade delas serem arrancadas. Para uma dada tensão de cisalhamento superficial aplicada à fibra, esta será melhor utilizada se o seu comprimento for suficientemente capaz de permitir que a tensão cisalhante desenvolva uma tensão de arrancamento igual à sua resistência à tração.

A disposição idealizada da fibra em relação à fissura e o equacionamento do equilíbrio de forças idealizado no momento em que a fibra é solicitada é mostrada na Figura 2.3. Torna-se evidente a importância não apenas do comprimento da fibra, mas também do diâmetro desta. A relação  $l/d$  (comprimento/diâmetro) ou fator de forma, como é conhecido, é proporcional ao quociente entre a resistência à tração da fibra e a resistência da aderência fibra/matriz. Se a fibra tem uma alta resistência à tração (fibra de aço), então, ou a resistência de aderência necessária deverá ser alta para impedir o arrancamento antes que a resistência à tração seja totalmente mobilizada, ou fibras de alta relação  $l/d$  deverão ser utilizadas (Taylor, 1994).

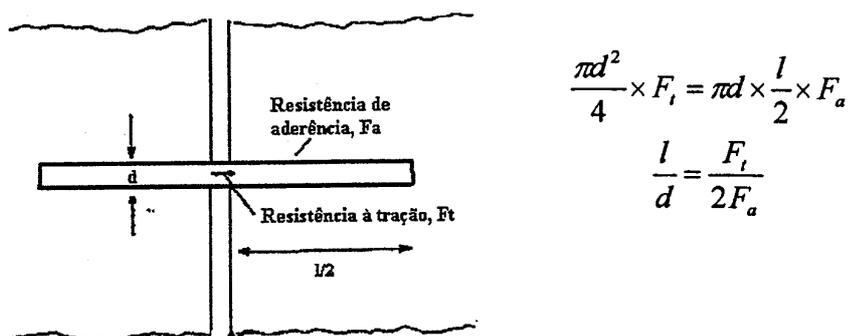


Figura 2.3 – Disposição fibra/fissura idealizada (Taylor, 1994).

## 2.4.2 Tipos de fibras

Existe uma ampla variedade de fibras utilizadas em compósitos fibrosos. As características de comportamento de cada uma delas, as propriedades físicas, químicas e mecânicas, que por sua vez irão afetar o comportamento do material compósito, estão intimamente relacionadas ao material do qual são compostas e ao seu processo de fabricação. Portanto, a compreensão do mecanismo de interação matriz-reforço e da parcela de contribuição de cada uma das fases no comportamento do material compósito como um todo é fundamental para a definição do tipo de fibra a ser empregado. Esta definição dependerá fundamentalmente das características da matriz a ser reforçada e das características desejadas do material compósito resultante.

Várias pesquisas têm demonstrado que o uso de materiais de reforço com maior capacidade de alongação tem conduzido a melhores resultados do que quando se utilizam fibras com módulo muito elevado (fibras de aço) (Taylor, 1994). Algumas características relevantes devem ser consideradas na escolha da fibra para reforço de materiais: a fibra deve ser quimicamente neutra e não deteriorável, não sofrer ataque de fungos, bactérias ou álcalis e não ser prejudicial à saúde humana, além de apresentar características físicas e mecânicas adequadas.

As fibras podem ser classificadas em quatro grandes classes: naturais, poliméricas, minerais e metálicas, abordadas individualmente a seguir.

#### 2.4.2.1 Fibras Naturais

Os primeiros tipos de fibras a serem empregados na história da humanidade foram as fibras naturais.

As fibras vegetais utilizadas em materiais compósitos podem ser de bambu, juta, capim elefante, malva, coco, piaçava, sisal, linho e cana-de-açúcar (Hannant, 1994). Algumas destas fibras podem atingir grandes resistências, como por exemplo, as fibras do bambu que atingem normalmente resistências acima de 100 MPa, com módulo de elasticidade entre 10 e 25 GPa.

#### 2.4.2.2 Fibras Poliméricas

Para ser empregada como reforço de solos, a família das fibras poliméricas talvez seja a mais promissora. Os polímeros, de acordo com sua estrutura química, apresentam diferentes denominações e comportamentos, dando origem a diferentes tipos de fibras.

##### *a) Fibras de Polipropileno:*

As fibras de polipropileno são constituídas de um tipo de material que adquire uma consistência plástica com o aumento da temperatura, denominado termoplástico. Os polímeros termoplásticos são constituídos por séries de longas cadeias de moléculas polimerizadas, separadas entre si de forma a que possam deslizar umas sobre as outras (Hollaway, 1994). Possuem uma grande flexibilidade e tenacidade em função de sua constituição; seu módulo de elasticidade gira em torno de 8 GPa (menor que qualquer outra fibra) e sua resistência à tração é de aproximadamente 400 MPa. Além disso, possuem elevada resistência ao ataque de várias substâncias químicas e aos álcalis (Taylor, 1994).

##### *b) Fibras de Polietileno:*

As fibras de polietileno têm um módulo de elasticidade baixo, são fracamente aderidas à matriz e altamente resistentes aos álcalis. Sua durabilidade é alta, mas apresentam maiores deformações de fluência, o que significa que, se elas forem

utilizadas para suportar tensões altas permanentemente em um compósito fissurado, consideráveis elongações e deflexões podem ocorrer ao longo do tempo (Hannant, 1994). O polietileno de alta densidade tem sido desenvolvido procurando minimizar o problema da baixa aderência e módulo.

*c) Fibras de Poliéster:*

O poliéster apresenta alta densidade, rigidez e resistência, conferindo tais características às fibras feitas deste material. Essas fibras possuem um aspecto bastante similar às de polipropileno e podem ser utilizadas para as mesmas aplicações (Taylor, 1994).

O poliéster atualmente mais conhecido é o polietileno tereftalato, ou PET, utilizado largamente como material de constituição das garrafas plásticas de refrigerantes, águas minerais e óleos de cozinha, entre outros. Sua produção e consumo vem aumentando muito rapidamente nos últimos anos, o que representa um grande problema ambiental, pois sabe-se que somente uma pequena parcela deste material é reciclado.

*d) Fibras de Poliamida (Kevlar):*

Polímeros contendo longas cadeias de moléculas geralmente possuem baixa resistência e rigidez, uma vez que suas moléculas são espiraladas e dobradas. Entretanto, se estas moléculas forem espichadas e reforçadas durante o processo de manufatura, altas resistências e módulos de elasticidade podem ser alcançados, como é o caso do Kevlar (Taylor, 1994).

#### 2.4.2.3 Fibras Minerais

*a) Fibras de Carbono:*

São materiais baseados na resistência das ligações entre os átomos de carbono e na leveza dos mesmos. As fibras de carbono possuem uma alta resistência à tração e módulo de elasticidade (em torno de 420 GPa). Essas características tornam imprescindível uma grande aderência entre a matriz e as

fibras, caso contrário estas resistências não serão mobilizadas e as fibras serão arrancadas com cargas menores (Taylor, 1994).

*b) Fibras de Vidro:*

As fibras de vidro são geralmente manufaturadas na forma de “cachos”, isto é, fios compostos de centenas de filamentos individuais justapostos. O diâmetro dos filamentos individuais é geralmente da ordem de 10  $\mu\text{m}$  (Taylor, 1994).

Cerca de 99% das fibras de vidro são produzidas a partir do vidro tipo E, que é susceptível ao ataque dos álcalis.

*c) Fibras de Amianto:*

As fibras de amianto apresentam resistência à tração em torno de 1000 MPa e módulo de elasticidade em torno de 160 Gpa, e apresentam uma ótima aderência com uma matriz composta por cimento. Seu diâmetro é muito pequeno, da ordem de 1  $\mu\text{m}$  (Taylor, 1994).

Esta fibra, quando cortada, libera partículas muito pequenas, em função do seu reduzido diâmetro, que danificam os alvéolos pulmonares se aspiradas pelo homem. Em função disso sua utilização na construção civil é proibida em muitos países.

#### 2.4.2.4 Fibras Metálicas

As fibras metálicas mais comuns são as de aço. Dependendo do meio onde estão inseridas, apresentam problemas relacionados à corrosão. Uma técnica utilizada para minimizar tal problema é o banho de níquel (Taylor, 1994). Seu formato pode ser bastante variável, de forma a aumentar sua aderência com a matriz (Hannant, 1994).

### 2.4.3 Solos reforçados com fibras: estudos experimentais

As características almejadas com a inclusão de fibras nem sempre dizem respeito ao aumento da capacidade de suporte do material. Vários outros aspectos, como maior capacidade de absorção de energia (maior resistência ao impacto), queda na redução de resistência pós-pico (para o caso de materiais mais frágeis), maior capacidade de absorver deformações até atingir a resistência última, entre outros, são exemplos disso.

A seguir, será feito um apanhado geral dos estudos experimentais sobre solos reforçados com fibras englobando os vários aspectos do comportamento, e na seqüência, as informações serão divididas em tópicos de acordo com o parâmetro geotécnico de comportamento de interesse.

McGown *et al* (1978) estudaram o efeito da inclusão de diferentes fibras em um solo arenoso e observaram que o comportamento depende das características de resistência e deformabilidade dos elementos de reforço. Foi proposta uma divisão, baseada na deformabilidade do reforço, em reforços inextensíveis e extensíveis. No primeiro tipo, denominado inextensível, os elementos de reforço têm deformação de ruptura menor que a máxima deformação de tração no solo sem reforço, sob as mesmas condições de tensão, podendo os elementos de reforço romper-se dependendo da sua resistência à tração. No segundo tipo, são empregados reforços extensíveis, onde os elementos de reforço não rompem e a deformação de ruptura do elemento de reforço é maior que a máxima deformação de tração no solo sem reforço. Sua principal função, além de proporcionar um acréscimo de resistência mecânica, é aumentar a ductilidade do material e diminuir a perda de resistência pós-pico.

Maher e Ho (1993) estudaram o comportamento de uma argila com diferentes teores de cimento, pretendendo simular um material com distintos valores de coesão. Concluíram que o aumento da coesão reduz a contribuição das fibras para o aumento da resistência de pico do solo.

Maher e Ho (1994) avaliaram as propriedades mecânicas e hidráulicas de um compósito caulinita/fibra por meio de ensaios de compressão não confinada,

compressão diametral, tração na flexão e condutividade hidráulica. Foram utilizados três tipos diferentes de fibra: polipropileno, vidro e celulose. Foi observado que: (1) a inclusão aleatória de fibras aumenta a resistência à compressão de pico e a ductilidade do compósito solo/fibra, sendo este aumento mais pronunciado para baixos teores de umidade. Para comprimentos maiores de fibra, notou-se redução na contribuição para resistência de pico enquanto aumenta a contribuição para a capacidade de absorção de energia e ductilidade. (2) as fibras aumentaram a resistência à tração, principalmente para baixos teores de umidade. O aumento no percentual de fibras aumenta a contribuição para resistência à tração, enquanto o aumento no comprimento reduz essa contribuição. Isto se deve ao fato de que, para o mesmo teor de reforço, fibras mais curtas são mais numerosas dentro da matriz, e existe uma maior possibilidade de elas estarem presentes junto à superfície de ruptura. Logo após a ruptura, estas são facilmente arrancadas, o que denota a importância de fibras maiores quando se deseja melhorar a ductilidade e a capacidade de absorção de energia do solo. (3) a presença de fibras aumentou a tenacidade do compósito, a qual é mais pronunciada para altos teores de fibra.

Os autores citam a área ambiental como uma área com grande potencial de utilização de fibras, onde as mesmas podem ser utilizadas em *liners* de fundo e de cobertura para melhorar as propriedades mecânicas das argilas. O recalque não uniforme dos resíduos dentro do aterro pode causar deformações excessivas e fissuração da camada de cobertura do aterro, afetando sua performance. Por isso, a melhora das propriedades mecânicas de uma argila, como resultado da inclusão de fibras, poderá ser útil na manutenção da integridade estrutural de *liners* de fundo e de cobertura de aterros. Na avaliação da condutividade hidráulica, foi observado o aumento da mesma com o aumento da inclusão de fibras. O teor ótimo de fibras a ser utilizado em *liners* é aquele capaz de proporcionar maior estabilidade volumétrica, sem exceder os valores aceitáveis de condutividade hidráulica.

Para tensões confinantes baixas, a inclusão de fibras afeta a parcela friccional da resistência. Para tensões maiores existe um ponto que define uma clara mudança no mecanismo de interação solo-fibra a partir da qual a parcela friccional atinge o mesmo patamar do solo sem reforço, correspondendo a alteração de comportamento somente à parcela coesiva. A tensão de confinamento correspondente à mudança no mecanismo de interação solo-fibra é então definida

como a **tensão confinante crítica**, caracterizando o ponto onde a resistência ao cisalhamento, desenvolvida na interface solo-fibra, se iguala ou supera a resistência à tração da fibra. Abaixo da tensão crítica, a resistência última à tração da fibra é maior e a forma de ruptura nas zonas de cisalhamento do material compósito se dá por deslizamento entre solo e fibra. Esta foi a afirmação feita por Feureharmel (2000), após a compilação de vários estudos sobre o assunto.

Os primeiros autores a observar tal comportamento foram Gray e Ohashi (1983), para fibras orientadas, onde foi observado uma mudança no mecanismo de interação solo-fibra: deslizamento da fibra na massa de solo abaixo da tensão crítica e ruptura da fibra em si para tensões acima da tensão crítica. Da mesma forma, Gray e Al-Refeai (1986) observaram, para fibras aleatoriamente distribuídas, que o mecanismo de ruptura do solo reforçado com fibras é dependente das tensões confinantes aplicadas na amostra. Até um certo valor referido como tensão confinante crítica, a ruptura ocorre com o deslizamento da fibra. Para tensões maiores que a tensão crítica, a ruptura é governada pela resistência à tração da fibra.

Maher e Gray (1990) concluíram que a tensão de confinamento crítica é sensível a certos parâmetros, tais como o fator de forma das fibras ( $l/d$ ), o formato e a distribuição granulométrica das partículas do solo. Porém, não é afetada pela quantidade de fibras e pelo diâmetro efetivo ( $D_{50}$ ) das partículas. Concordando, Gray e Al-Refeai (1986) concluíram que, quanto menor a rugosidade superficial das fibras, maior é a tensão de confinamento crítica. Da mesma forma, Gray e Ohashi (1983) concluíram que quanto maior a esfericidade das partículas maior é a tensão crítica.

Feuerharmel (2000) comenta, com base em informações existentes na literatura:

Elevando-se a tensão efetiva normal média ( $p'$ ) atuante em um elemento de solo, eleva-se também sua resistência ao cisalhamento, aumentando-se o atrito entre o solo e o reforço. Esta alteração no atrito entre os componentes solo e fibra pode provocar mudanças no seu mecanismo de interação. Isto é evidenciado pelas envoltórias de resistência do solo reforçado disponíveis na literatura, que apresentam a forma curvilínea-linear ou bi-lineares. Acima de uma dada tensão efetiva média normal as envoltórias tornam-se paralelas à envoltória do solo sem fibras.

Teodoro e Bueno (1998) avaliaram o comportamento de dois solos reforçados com fibras curtas de polipropileno. Foram estudados diferentes teores e comprimentos de fibras através de ensaios de compressão não confinada e triaxiais não drenados. Foram executados painéis de compósitos fibrosos para estudar o padrão de fissuração deste material quando submetidos à variação térmica. Os autores verificaram que a inclusão de fibras curtas de polipropileno ao solo melhora, no geral, sua resistência ao cisalhamento e reduz a queda de resistência pós-pico. Observou-se que no solo arenoso as envoltórias tendem à bilinearidade na medida em que o teor e o comprimento das fibras aumentam. O efeito da inclusão de fibras nos painéis executados com o solo argiloso foi o de reduzir a dimensão das trincas, sem, no entanto, evitar a fissuração destas.

Morel e Gourc (1997) comentaram as características gerais de solos reforçados com fibras relatadas em estudos prévios (Gray e Ohashi, 1983; Gray e Al-Refeai, 1986; Maher e Gray, 1990). Segundo os autores, as fibras definitivamente proporcionam um aumento de resistência e ductilidade do material. O comportamento do compósito é basicamente governado pelo teor e pelas propriedades mecânicas e geométricas das fibras. O aumento na resistência é uma função direta do teor de fibra até um determinado patamar, além do qual o reforço torna-se menos efetivo.

O melhoramento ou alteração das propriedades mecânicas dos solos reforçados com fibras dependem de vários fatores: (1) das características das fibras (resistência à tração, módulo de elasticidade, comprimento, teor e rugosidade), (2) do solo (grau de cimentação, tamanho, forma e granulometria das partículas, índice de vazios, etc.), (3) da tensão de confinamento e (4) do modo de carregamento.

Al-Wahab e El-Kedrah (1995) definiram um índice de fissuração levando em conta o comprimento, número e largura das fissuras por unidade de área, baseando-se em ensaios realizados em uma argila com inclusão de fibras de polipropileno. Os autores observaram que ciclos repetidos de expansão e contração aumentaram o índice de fissuração e reduziram a resistência do material. As características de compactação do solo não sofreram influência da adição de fibras.

Inúmeros estudos tem sido desenvolvidos pelo grupo de Geotecnia da UFRGS visando o melhor entendimento dos mecanismos do comportamento de

solos reforçados com diferentes tipos de fibras. A seguir são citados os trabalhos publicados nos últimos anos, dando ênfase aos estudos realizados com fibras de polipropileno:

Ulbrich (1997) e Consoli *et al.* (1997, 1998 e 1999) avaliaram o efeito da inclusão de fibras de vidro em um solo artificialmente cimentado e não-cimentado através de ensaios de compressão não confinada, compressão diametral e triaxiais drenados. Montardo (1999) e Montardo *et al.* (2002) observaram que a influência da inclusão de fibras depende fundamentalmente das propriedades mecânicas da fibra e da matriz. Fibras relativamente rígidas (fibras de vidro e PET) exercem efeito mais pronunciado na resistência de ruptura, ao passo que fibras relativamente flexíveis (fibras de polipropileno) exercem efeito mais pronunciado no modo de ruptura e no comportamento último. Montardo *et al.* (2000) e Consoli *et al.* (2002-b) avaliaram os efeitos da inclusão de fibras distribuídas aleatoriamente e da adição de cimento sobre as propriedades de resistência e deformabilidade de um compósito solo-cimento-fibra.

Specht (2000) avaliou os efeitos da inclusão de fibras poliméricas de diferentes propriedades mecânicas (uma em forma de filamentos e outra fibrilada – tipo *mesh*, formada por pequenos filamentos unidos), sob condições de carregamento estático e dinâmico, sobre as propriedades de resistência e deformabilidade de um solo residual artificialmente cimentado. O autor concluiu que: (1) ambas as fibras aumentaram a ductilidade e tenacidade do compósito; (2) fibras de caráter extensivo (em forma de filamentos), se mostraram mais efetivas na melhoria das características de pós-ruptura do compósito, aumentando de forma expressiva a tenacidade, a ductilidade e a vida de fadiga dos compósitos; (3) as fibras do tipo fibriladas, que apresentam caráter inextensível, foram mais efetivas na redução da deformabilidade e no aumento de resistência de pico; (4) o efeito da inclusão de fibras foi mais evidente para comprimentos maiores. Foram dimensionadas estruturas de pavimento semi-rígido onde se observou uma significativa redução na espessura da camada cimentada quando se utilizaram reforços fibrosos em forma de filamentos.

Feuerharmel (2000) estudou o comportamento de uma argila caulínica, artificialmente cimentada e não cimentada, reforçada com fibras de polipropileno distribuídas aleatoriamente na massa de solo. Comparando a influência da adição

dessas fibras a dois outros solos (um arenoso e outro areno-siltoso), concluiu-se que: (1) a adição de fibras de polipropileno provocou a redução do módulo de deformação inicial do solo, sendo que a intensidade das alterações depende do tipo e das características de cada solo. Para misturas não cimentadas, os solos menos rígidos foram os mais afetados enquanto que as alterações na areia foram pequenas; (2) quanto à resistência ao cisalhamento, o comportamento dos solos não cimentados reforçados pode ser dividido em três etapas, uma inicial, onde o comportamento é controlado basicamente pela matriz de solo, uma etapa intermediária, na qual o comportamento do material compósito é comandado conjuntamente pela matriz e pelos elementos de reforço, e uma etapa final, onde o comportamento do material é comandado exclusivamente pelas fibras; (3) para os solos não cimentados, cujas deformações se distribuem por toda a amostra, as fibras constituem uma estrutura entrelaçada que impõe uma resistência às deformações radiais na amostra, aumentando assim as deformações de compressão do solo. Este efeito depende da adesão entre o solo e as fibras, sendo que para a areia, onde esta adesão é inferior aos demais solos, não se observa alterações significativas na variação volumétrica.

Existem, ainda, inúmeros estudos embasados em resultados de ensaios de placa realizados em solos reforçados com fibra e solo-cimento-fibra. Consoli *et al* (2002-a) realizaram ensaios de placa em uma areia reforçada com cimento e fibras de polipropileno. Casagrande (2001) e Consoli *et al* (2002-c) analisaram o comportamento do solo residual de arenito Botucatu reforçado com fibras de polipropileno através de ensaios de placa, corroborando os resultados encontrados em ensaios triaxiais realizados pelos autores em amostras retiradas de campo.

#### **2.4.4 Alterações no comportamento dos solos devido à inclusão de fibras**

##### **2.4.4.1 Compactação**

Hoare (1979) estudou a influência da adição de fibras de polipropileno na compactação de um cascalho com areia. Observou que as fibras conferem uma

certa resistência à compactação, resultando em porosidades maiores da mistura, para a mesma energia de compactação, sendo este aumento linear em relação à quantidade de fibra e independente do tipo de compactação empregada. Resultados de ensaios empregando-se dois tipos de reforços diferentes sugeriram ainda que a influência na compactação é comandada pela interação entre solo e reforço, atentando para aspectos como a granulometria do solo, forma das partículas, textura e área superficial do reforço.

Al Wahab e Al-Qurna (1995) avaliaram os efeitos da inclusão de vários teores de fibra (0; 0,5; 1 e 2% em peso do solo seco) na curva de compactação de uma argila. Os resultados encontrados demonstraram um decréscimo da densidade e um acréscimo na umidade ótima para a adição de 2% de fibra, considerados não muito significativos.

Bueno *et al* (1996) observou o mesmo comportamento com relação à umidade para um solo arenoso, ao contrário do solo argiloso, onde não foi observada nenhuma alteração na umidade ótima. Em ambos os casos, a densidade máxima não sofreu alterações com a inclusão de fibras.

Vários outros autores relataram também não ter encontrado nenhuma alteração significativa com a inclusão de fibras (e.g. Maher e Ho, 1994; Ulbrich, 1997; Consoli *et al*, 1999; Casagrande, 2001).

#### 2.4.4.2 Resistência ao Cisalhamento de Pico

Em geral, as fibras inibem a amplitude das fissuras associadas à ruptura do compósito. Este fato leva a um aumento nas áreas sob as curvas tensão x deformação. Esta propriedade é comumente referida como tenacidade, e representa o trabalho da fratura ou a capacidade de absorção de energia do compósito.

##### a) Materiais Argilosos:

Segundo Maher e Ho (1994) a inclusão de fibras tem uma influência significativa nas propriedades mecânicas de argilas cauliníticas. Através de uma série de ensaios de compressão não confinada e diametral, os autores observaram

um aumento do pico de resistência à compressão e à tração, assim como o aumento da ductilidade do material. Os mesmos autores constataram que o aumento da quantidade de fibras aumenta a resistência à tração e à compressão, porém, o aumento do comprimento das fibras diminui a contribuição destas para a resistência, tanto à compressão como à tração. A umidade do solo no momento da compactação também afeta essas relações, sendo elas mais expressivas para menores umidades, como foi observado por Andersland e Kattak (1979) e por Nataraj *et al* (1996).

Al Wahab e Al-Qurna (1995), ao estudarem uma argila siltosa, buscando maximizar os benefícios em termos de resistência, trabalhabilidade e homogeneidade, estabeleceram uma quantidade ótima de fibra, correspondente ao ponto de maior taxa de acréscimo de resistência não confinada com a adição de fibras. O teor ótimo de fibras reportado pelos autores é de 1%. Para altas quantidades de argila ou solos expansivos, Al Wahab e El-Kedrah (1995) observaram um teor ótimo de 0,2% de fibras.

Estudos comparativos entre um material granular e um coesivo realizado por Bueno *et al* (1996) mostraram que os solos coesivos são menos sensíveis ao aumento do comprimento das fibras. Análises baseadas em ensaios triaxiais revelaram um acréscimo no ângulo de atrito interno com a adição do reforço, sendo este maior quanto maior for a quantidade de fibras. Contrariando esta observação, resultados de ensaios triaxiais drenados mostraram que os solos com uma quantidade de argila superior a 15% apresentaram uma queda em seu ângulo de atrito interno.

Omine *et al* (1996) observaram que, quanto maior a esbelteza da fibra, isto é, quanto maior o seu fator de forma, maior é o acréscimo de resistência, fato este observado por Consoli *et al* (1997) para um solo arenoso. Com relação à coesão, chegou-se a um consenso de que esta é acrescida pela inclusão de fibras (*e.g.* Bueno *et al*, 1996; Nataraj *et al*, 1996; Feureharmel, 2000; Casagrande, 2001).

#### *b) Materiais Granulares:*

O aumento do ângulo de atrito interno e do intercepto coesivo com a inclusão de fibras e com a quantidade das mesmas também foi relatado por vários autores (*e.g.* Hoare, 1979; Gray e Ohashi, 1983; Bueno *et al*, 1996; Stauffer e Holtz, 1996).

Gray e Al-Refeai (1986) observaram que, quanto menor for a rugosidade ou aderência na interface solo-fibra, maior é a tensão de confinamento crítica. Fibras mais rugosas tendem a ser mais efetivas no aumento da resistência. Ranjan e Charan (1996) observaram que a curva tensão x deformação de uma areia fina reforçada exibia tendências a crescimento mesmo a deformações axiais de ordem de 20%, comportamento esse análogo ao reportado por Andersland e Kattak (1979) para um solo argiloso.

O estudo realizado por Maher e Gray (1990), utilizando duas composições de bolas de vidro em lugar do solo, ambas com granulometrias uniformes, porém diferentes diâmetros médios das partículas, mostrou que o aumento do tamanho das partículas ( $D_{50} = 0,25\text{mm}$  para  $0,6\text{mm}$ ) não alterou a tensão de confinamento crítica, mas diminuiu a contribuição das fibras para a resistência. Montardo (1999) relatou o aumento do ângulo de atrito interno de uma areia uniforme com e sem cimentação artificial, reforçada com diferentes tipos de fibras. Com relação ao intercepto coesivo, o autor somente encontrou um aumento para a areia não cimentada reforçada com fibras de polipropileno.

#### 2.4.4.3 Resistência ao cisalhamento Pós-Pico

Praticamente todos os trabalhos que analisaram o comportamento do solo reforçado em termos da resistência ao cisalhamento pós-pico, concluíram que a adição de fibras reduz a queda da resistência (e. g. Gray e Ohashi, 1983; Gray e Al-Refeai, 1986; Fatani *et al*, 1991; Ranjan e Charan, 1996; Staufer e Holtz, 1996; Consoli *et al*, 1997, 1999; Casagrande, 2001).

#### 2.4.4.4 Deformabilidade

McGown *et al* (1988), para areias, Maher e Ho (1994) e Nataraj *et al* (1996), para argilas, relataram aumento no módulo de deformação, tanto maior quanto maior

o teor de fibras. Contrariamente, Ulbrich (1997) e Consoli *et al* (1999) obtiveram redução do módulo com a inclusão de fibras.

Stauffer e Holtz (1996) relataram que a adição de fibras aumenta as deformações volumétricas de compressão na ruptura, sendo este aumento mais pronunciado para uma areia mal graduada que para uma bem graduada (ambas com mesmo diâmetro  $D_{50}$  dos grãos).

#### 2.4.4.5 Modo de Ruptura

O aumento da ductilidade do solo com a adição de fibras é uma observação feita em caráter unânime pelos vários autores que avaliaram este parâmetro (Hoare, 1979; McGown *et al*, 1988; Maher e Ho, 1993; Nataraj *et al*, 1996; Consoli *et al*, 1999), sendo este aumento mais pronunciado quanto maior a quantidade de fibras.

O modo de ruptura de areias reforçadas por malhas de polipropileno foi estudado por Morel e Gourc (1997). Os resultados de ensaios de deformação plana realizados na areia reforçada mostraram que a inserção das malhas de polipropileno não modifica a posição do plano de cisalhamento, porém, modifica o comportamento de ruptura. Em função da ductilidade do reforço, mesmo após a formação do plano de cisalhamento, as tensões no plano de ruptura continuam a crescer, pois parte da carga passa a ser absorvida pelo reforço. O desenvolvimento do plano de ruptura também é diferente, pois após um nível de deformações limite, as fibras tornam-se menos ativas com o aumento das deformações. Mas por outro lado, na medida em que as deformações progredem, novos planos de cisalhamento secundários se iniciam e vão se tornando mais largos, localizados próximas ao primeiro plano.

Montardo (1999) concluiu que a inclusão de fibras de polipropileno no compósito de matriz cimentada altera significativamente o seu modo de ruptura. Com a inclusão das fibras o comportamento do material na ruptura, que era frágil, torna-se dúctil. Estas constatações resultaram da análise dos índices de fragilidade e da verificação visual da ausência ou presença de planos de ruptura nos corpos de prova rompidos. Concluiu ainda que a inclusão de fibras PET reduziu sensivelmente o índice de fragilidade da matriz cimentada, mas não foi suficiente para expressar

uma modificação no modo de ruptura da matriz cimentada, e que a inclusão de fibras de vidro não modificou o modo de ruptura do material.

Specht (2000) avaliou os efeitos da inclusão de fibras poliméricas de diferentes propriedades mecânicas num solo artificialmente cimentado e observou que, com a inclusão de fibras mais alongáveis (em forma de filamentos), o comportamento do material, que era frágil, torna-se dúctil. Para as fibras mais rígidas (tipo *mesh*), não se expressa uma modificação no modo de ruptura do material.

Segundo Feuerharmel (2000), a forma de ruptura do solo é grandemente alterada pela inclusão de fibras de polipropileno, reduzindo a fragilidade dos solos. A amplitude dessas alterações depende fundamentalmente de uma boa adesão solo-fibra, que pode ser atingida pela ação de um agente cimentante, formando uma estrutura cimentada bastante resistente ou por uma combinação apropriada dos fatores comprimento das fibras e tensões efetivas médias normais atuantes.

#### 2.4.4.6 Condutividade Hidráulica e Outras Propriedades

O aumento da condutividade hidráulica devido à adição de fibras em solos argilosos é relatado por vários autores. Maher e Ho (1994) observam um aumento na permeabilidade, sendo maior esse aumento quanto maior a quantidade de fibras. O acréscimo foi da ordem de 10x para 4% de fibra (polipropileno e vidro). Já Al Wahab e El-Kedrah (1995) observam um aumento da permeabilidade em mais de uma ordem de grandeza para 2% de fibra de polipropileno. Os mesmos autores observaram também a redução do potencial de retração e inchamento em torno de 30 a 35% com a adição de fibras, sendo este efeito mais pronunciado no ramo seco da curva de compactação e menos pronunciado no ramo úmido.

Bueno *et al* (1996) relataram uma redução da permeabilidade de uma ordem de grandeza, causada pela adição de fibras a solos granulares. Feuerharmel (2000) observa que são obtidos valores de condutividade hidráulica bem mais elevados no momento em que são adicionados fibras e cimento ao material argiloso, pois com a floculação das partículas de argila, estas, que antes aderiam às fibras, passam a se aglomerar ao redor de partículas de cimento, propiciando a segregação das fibras.

## 2.5 TEORIA DO ESTADO CRÍTICO

O comportamento dos solos utilizados como matrizes, bem como os materiais compósitos deles resultante serão analisados neste trabalho através dos conceitos da mecânica dos solos clássica, desenvolvidos à luz da Teoria do Estado Crítico (Schofield e Wroth, 1968; Atkinson e Bransby, 1978). Para tanto, é apresentada a seguir uma breve revisão desta teoria, baseando-se em Atkinson e Bransby (1978) e Atkinson (1993).

### 2.5.1 Conceitos Fundamentais

Define-se como Estado Crítico o estado no qual o solo atinge, após grandes deformações, um estado estável, em que a resistência ( $q$  ou  $t$ ) e o índice de vazios ( $e$ ) não variam mais. Nesta situação, o valor de  $p'$  e  $s'$  também são constantes. Este estado foi denominado pelo grupo de Mecânica dos Solos de Cambridge (Schofield e Wroth, 1968; Atkinson e Bransby, 1978) de **estado crítico**, que pode ser matematicamente expresso por:

$$\frac{\partial q}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial e}{\partial \varepsilon_1} = 0 \quad (2.1)$$

De acordo com a Teoria do Estado Crítico, o mecanismo básico de compressão em solos é através do rearranjo de grãos. Em solos granulares este mecanismo pode ser acompanhado da quebra de grãos, e, em solos argilosos, pela contração ou expansão das partículas de argila.

O comportamento sob carregamento isotrópico é normalmente representado no espaço  $v : \ln p'$ , onde  $p'$  representa a tensão efetiva média e  $v$  é o volume específico do solo. Para a maioria dos solos, a compressão e a expansão são

lineares neste espaço, representando uma boa idealização do comportamento da maioria das argilas e areias. Para solos granulares, as variações volumétricas durante o carregamento são freqüentemente acompanhadas da quebra de grãos, onde se faz necessária a aplicação de altas tensões (maiores que 1000 kPa) para a identificação do comportamento real destes solos. Os invariantes de tensão  $q$  e  $p'$ , utilizados para descrever o estado corrente da amostra juntamente com o volume específico  $v$ , são definidos como:

$$q = (\sigma'_a - \sigma'_r) \quad (2.2)$$

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_a + 2\sigma'_r) \quad (2.3)$$

$$v = 1 + e \quad (2.4)$$

A Figura 2.4 esquematiza o comportamento dos materiais sob carregamento isotrópico. No descarregamento, o solo é consideravelmente mais rígido que no primeiro carregamento devido ao fato de que grande parte das deformações impostas no primeiro carregamento são deformações plásticas. A reta AO, correspondente ao primeiro carregamento, é conhecida como **Linha Isotrópica de Consolidação (LIC)**, e pode ser expressa por:

$$v = N - \lambda \cdot \ln p' \quad (2.5)$$

onde  $N$  é o valor de  $v$  para  $p' = 1\text{kPa}$  e  $\lambda$  é o valor do gradiente da LIC. A reta BC é conhecida como curva de expansão, é expressa pela equação:

$$v = v_\kappa - \kappa \cdot \ln p' \quad (2.6)$$

onde  $v_\kappa$  é o valor de  $v$  para  $p' = 1\text{kPa}$  e  $\kappa$  é o valor do gradiente da curva de expansão. Os parâmetros  $\lambda$ ,  $\kappa$  e  $N$  são constantes para cada solo, resultando na existência de uma única LIC definida pelos mesmos.

A partir das equações 2.5 e 2.6, é possível que se calcule o estado das amostras a qualquer instante durante um carregamento isotrópico. Uma amostra de solo carregada isotropicamente irá seguir a reta OD (Figura 2.4-a). Se for descarregada, seguirá uma linha de expansão tal qual a reta AB, mas nunca irá

mover-se para um estado à direita da LIC. Portanto, a LIC representa um estado limite entre estados possíveis, à esquerda, e impossíveis, à direita da LIC.

Após sofrer carregamento isotrópico, um solo cujo estado encontra-se sobre a linha OAD da Figura 2.4-a é considerado como sendo Normalmente Adensado. Por outro lado, se o solo encontra-se em um estado qualquer à esquerda da LIC, tendo seguido uma linha de expansão tal qual a CB, é considerado um solo Pré Adensado, onde o ponto C corresponde à tensão máxima experimentada pelo solo,  $p'_y$ .

Da mesma forma que a LIC, a **Linha do Estado Crítico (LEC)** também é representada no espaço  $v : \ln p'$  por uma reta paralela à LIC. A LEC pode ser descrita pela equação:

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (2.7)$$

onde  $\Gamma$  é definido como o valor do  $v$  correspondente à  $p' = 1\text{kPa}$ . Desta maneira,  $\Gamma$  define a localização da LEC da mesma forma que  $N$  define a localização da LIC. A projeção da LEC no plano  $q : p'$  é uma reta descrita pela equação 2.8, onde  $M$  é o seu gradiente e é equivalente ao ângulo de atrito interno no estado crítico,  $\phi'_c$ .

$$q = Mp' \quad (2.8)$$

Para compressão triaxial, a expressão de  $M$  é dada pela equação:

$$M_c = \frac{6 \text{ sen } \phi'}{3 - \text{ sen } \phi'} \quad (2.9)$$

Durante um carregamento drenado um solo poderá apresentar um comportamento dilatante ou compressivo, e, durante um carregamento não drenado, as poro-pressões poderão aumentar ou diminuir. O que realmente acontece depende do estado inicial da amostra em relação à LEC. As amostras que encontram-se à direita da LEC, ou no lado úmido, comprimem durante o cisalhamento e não apresentam picos de resistência. Correspondem às argilas Normalmente Adensadas ou fracamente Pré Adensadas e areias fofas. Por outro lado, o solo cujo estado inicial situa-se à esquerda da LEC, ou no lado seco, expandem após uma pequena contração durante o cisalhamento e atingem picos de

resistência antes de atingirem o estado último. Correspondem às argila fortemente PA e areias densas.

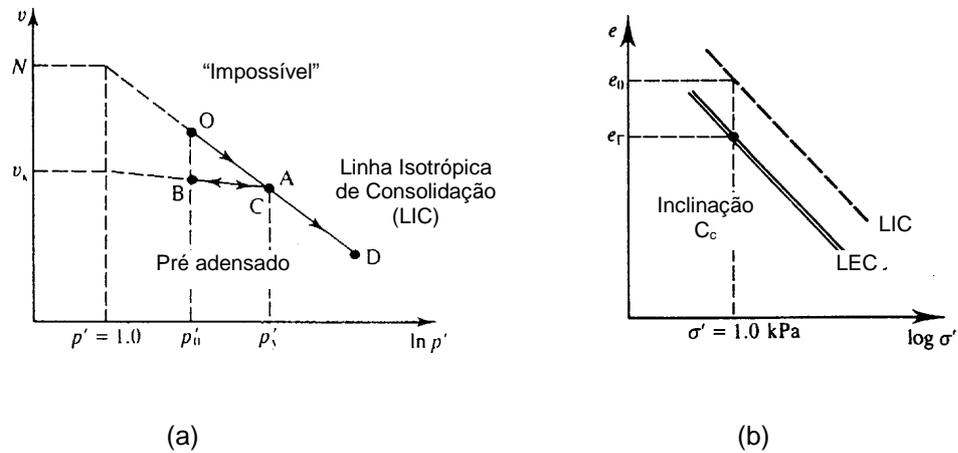


Figura 2.4 – Representação da Linha Isotrópica de Compressão (a) e da Linha do Estado Crítico (b) (Atkinson, 1993)

Segundo o que foi discutido anteriormente, a LIC representa um limite para todos os estados possíveis na compressão isotrópica. Da mesma forma, a envoltória de pico (Figura 2.5-a) deve representar um limite para todos os estados possíveis uma vez que, por definição, ela representa os pontos de resistência máxima. É importante lembrar que, para cada valor de volume específico, existe uma envoltória de pico, que somadas irão formar uma superfície de pico no espaço tridimensional  $q:p':v$ , ilustrada na Figura 2.5-b.

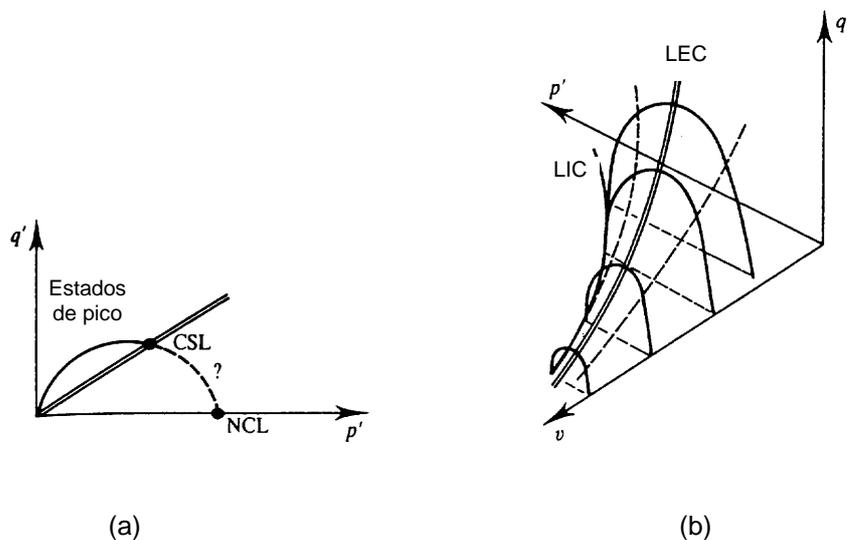


Figura 2.5 – Representação da envoltória de pico (a) e da Superfície Limite de Estado (b) (Atkinson, 1993)

A envoltória de pico é a envoltória limite para amostras situadas no lado seco da LEC. No lado úmido, também existe uma envoltória limite que une a LIC com a LEC, configurando uma superfície limite de estado no espaço  $q : p' : v$ .

A superfície limite de estado é o limite para todos os estados possíveis de um solo reconstituído. Por definição, não existirão estados fora desta superfície, apesar existirem casos onde podem ocorrer estados fora da superfície limite em função da cimentação em solos reconstituídos. Durante o cisalhamento, se o solo estiver dentro da superfície limite de estado, as deformações são assumidas como sendo puramente elásticas. No momento que o estado situa-se sobre a superfície limite, ocorrem simultaneamente deformações elásticas e plásticas. Porém, sabe-se que este é um modelo de comportamento idealizado e que na realidade existem deformações inelásticas dentro da superfície limite de estado.

Todas as seções de volume específico constante da superfície limite de estado possuem forma similar, porém o seu tamanho depende do valor do volume específico. Desta forma, é possível que se utilize o recurso de normalização com relação a uma tensão equivalente com o objetivo de adimensionalizar  $q$  e  $p'$ . Os parâmetros de normalização, mostrados na Figura 2.6-a, são a tensão equivalente  $p'_e$  e a tensão crítica  $p'_c$ . Ambas as tensões representam a tensão na LIC e na LEC correspondente ao volume específico do solo após ser isotropicamente consolidado.

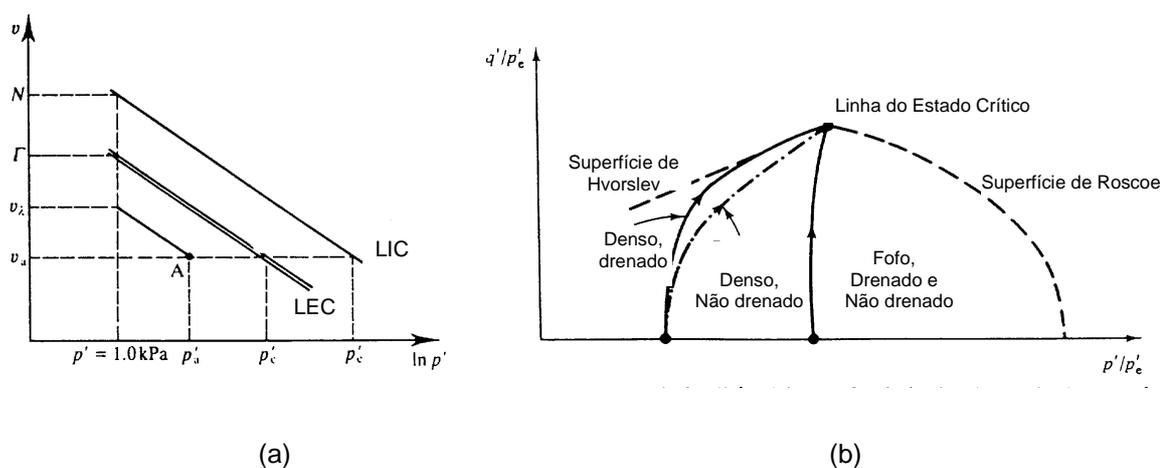


Figura 2.6 – (a) Parâmetros para normalização (Atkinson, 1993) e (b) superfície limite de estado no plano normalizado  $q/p'_e : p'/p'_e$  (Atkinson & Bransby, 1978).

A tensão equivalente sobre a LIC pode ser calculada durante o ensaio pela expressão:

$$p'_e = \exp[(N - v)/\lambda] \quad (2.10)$$

Normalizando-se em relação à pressão equivalente, as trajetórias de tensão para solos NA ou fracamente PA, drenados e não drenados, seguem a mesma superfície curva chamada de Superfície de Roscoe (Figura 2.6-b). Esta superfície liga os pontos representados pela LIC e pela LEC no espaço  $q : p' : v$ . Desta forma, a superfície de Roscoe é uma superfície limite de estado onde é impossível que um solo reconstituído situe-se à sua direita no plano normalizado  $q/p'_e : p'/p'_e$ . Da mesma forma, uma superfície limite de estado denominada Superfície de Hvorslev limita os estados de solos fortemente PA no espaço  $q : p' : v$ . A Figura 2.7-a e 2.7-b representa a superfície limite de estado completa no plano  $q/p'_e : p'/p'_e$  e no espaço  $q : p' : v$ . No plano normalizado, a LIC é representada pelo ponto A e a LEC pelo ponto B. Portanto, é de extrema importância a determinação do estado do solo com referência à LIC para a aplicação da Teoria do Estado Crítico.

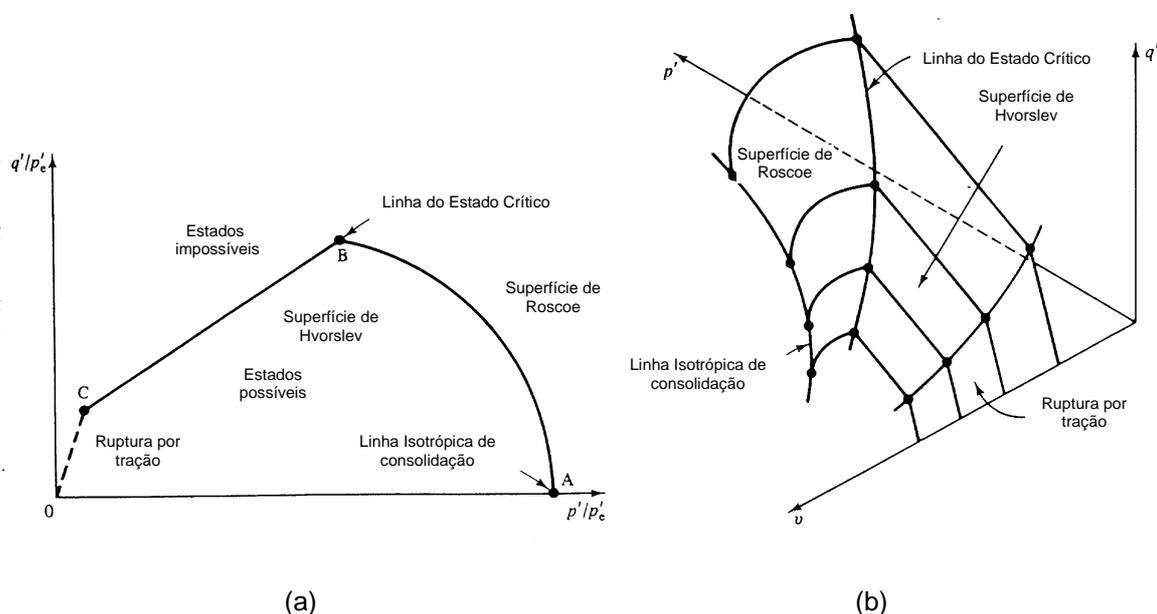


Figura 2.7 – Representação superfície limite de estado completa no plano normalizado (a) e no espaço  $q : p' : v$  (b) (Atkinson & Bransby, 1978)

Existe uma relação entre  $q/p'$  e a taxa de dilatação ( $d\varepsilon_v/d\varepsilon_s$ ) de solos para estados sobre a superfície limite de estado, no lado seco e no lado úmido da LEC, expressa pela equação:

$$\frac{q}{p'} = M - \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_s} \quad (2.11)$$

A Figura 2.8 mostra a relação entre  $q/p'$  e a taxa de dilatação para solos NA e PA. Existem dois pontos, A e C, onde a taxa de variação volumétrica é zero e  $q/p'=M$ . Consequentemente, plotando-se  $q/p'$  e a taxa de dilatação, a posição do ponto do estado crítico C pode ser encontrado mesmo se o carregamento for terminado antes que as amostras tenham alcançado o estado crítico. É aconselhável que sejam feitos testes em argilas NA e PA ou em amostras densas e fofas de areia, para a obtenção de dados em ambos os lados do gráfico e facilitar a localização do estado crítico. Os solos PA, situados no lado seco da LEC e que apresentam redução de resistência pós-pico normalmente desenvolvem superfícies de deslizamento, onde ocorre cisalhamento e variações volumétricas intensas concentradas em uma pequena região da amostra. Neste caso, as medições feitas tornam-se pouco confiáveis.

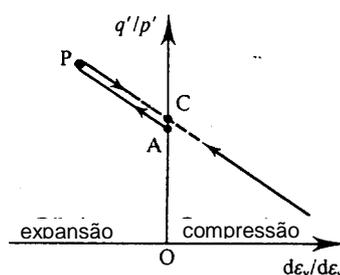


Figura 2.8 – Relação entre  $q/p'$  e a taxa de dilatação (Atkinson, 1993).

## 2.5.2 Comportamento de Areias Reconstituídas

O índice de vazios crítico para areias tem sido assunto de muitas discussões desde o trabalho pioneiro de Casagrande (1936). Segundo Been, *et al* (1991), o principal passo que foi dado no sentido de resolver esta questão foi o desenvolvimento da mecânica dos solos do estado crítico, iniciando com o trabalho de Roscoe, Schofield e Wroth (1958). Enquanto que a maioria dos conceitos concentravam-se no comportamento de argilas remoldadas, alguma atenção também era dada às areias (e.g. Stroud, 1971). Entretanto, surgiram dificuldades na

aplicação da Teoria do Estado Crítico para areias principalmente por causa da impossibilidade de definição da Linha Isotrópica de Consolidação e dos problemas encontrados na medição e identificação do estado crítico. Com o desenvolvimento de técnicas modernas de laboratório estes problemas foram aparentemente resolvidos, mas permaneceram discussões se o estado crítico e o estado estável (*Steady State*) seriam os mesmos.

Sabe-se que o comportamento de areias e argilas reconstituídas diferem quando carregadas isotropicamente. O estado de uma argila normalmente adensada isotropicamente deverá recair sobre uma LIC, conforme a Figura 2.4, e o seu estado corrente é determinado unicamente pelo estado de tensões. Em contraste, o comportamento de uma areia não é determinado somente pelo estado de tensões, mas também pelo seu volume específico inicial, uma vez que no mesmo nível de tensões uma areia poderá apresentar-se fofa ou densa, dependendo do método utilizado na confecção das amostras (chuva de areia, vibração, etc). Desta forma, segundo Atkinson e Bransby (1978), irão existir diferentes curvas de compressão aproximadamente lineares e quase paralelas ao eixo  $p'$  para valores de tensão abaixo de 700kPa, totalmente dependentes do volume específico inicial da amostra. A partir daí, a LIC da areia torna-se única e com um gradiente muito mais elevado. Considera-se, então, que o diagrama compressão isotrópica para argilas, mostrado na Figura 2.4, é o mesmo que o da areia, porém com um  $\kappa$  quase igual a zero.

Vesic e Clough (1968) apresentaram resultados de compressão isotrópica em areias até altos níveis de tensão (aproximadamente 60 MPa), mostrando a convergência das curvas de compressão para diferentes volumes específicos iniciais. Posteriormente, vários autores verificaram que solos arenosos alcançam, de fato, uma única LIC independente do volume específico inicial, uma vez que a amostra seja carregada a um nível de tensões suficientemente alto (e.g. Jefferies e Been, 1987; Coop e Lee, 1993; Yamamuro *et al*, 1996). Foi então mostrado que os modos de comportamento (*strain hardening* e *strain softening*) são definidos não pela densidade relativa, mas pela combinação entre volume específico ( $v$ ), tensões efetivas médias ( $p'$ ) e tensão desviadora ( $q$ ), que definem o local do estado do solo relativo à LIC ou à LEC.

A locação da LIC e da LEC é diferente para diferentes tipos de areia (Coop e Cuccovillo, 1998), e mostrou-se estar relacionada à quantidade de quebra de partículas que o solo sofreu durante o carregamento e, por consequência, está relacionada à natureza das partículas do solo. Considerou-se como natureza das partículas a sua granulometria, em conjunto com a mineralogia e formato das mesmas.

Vários estudos foram feitos tentando correlacionar estado crítico e estado constante de deformações (*Steady State*), que foi adotado como nomenclatura corrente devido à dificuldade de se determinar corretamente o estado crítico em areias. Isto advém principalmente da dificuldade de se determinar corretamente as deformações localizadas em planos preferenciais de ruptura e também da dificuldade de conduzir o solo a níveis de deformações axiais muito elevados. O estado constante foi definido claramente por Been *et al* (1991) através de ensaios triaxiais não drenados de tensão controlada, onde uma areia fofa foi levada à liquefação. Os autores citam este tipo de ensaio como sendo o mais adequado para a determinação do estado constante porque em ensaios de liquefação com tensão controlada realmente ocorrem velocidades constantes.

O termo “estado constante” foi definido por Poulos (1981) como sendo o estado estável de deformações em uma massa de partículas, onde esta massa está deformando continuamente a um volume constante, tensões efetivas normais constantes, tensões cisalhantes constantes e a uma velocidade constante. O estado estável de deformações é encontrado somente quando a orientação das partículas tenha alcançado um estado estável e quando toda a quebra de partículas, se existir, estiver terminada, de forma que as tensões necessárias para continuar a deformação e a velocidade de deformação permaneçam constantes.

Been *et al* (1991) mostraram, para uma areia quartzítica uniforme, que o estado crítico e o estado constante de deformações são iguais e independentes da trajetória de tensões, método de preparação das amostras e densidade inicial. Observaram, também, uma mudança abrupta na inclinação da LEC ou Linha de Estado Constante a tensões de aproximadamente 1MPa. Segundo os autores, a quebra da LEC é indicativa da mudança no mecanismo de cisalhamento a altos níveis de tensão, onde a quebra dos grãos passa a ser significativa. Espera-se que o

ponto de quebra da LEC seja dependente da mineralogia da areia, assumindo-se que seja resultado do esmagamento de grãos.

Baseando-se na observação que a LEC é única para uma determinada areia, Been e Jefferies (1985) propõem a existência de um único parâmetro físico para medir o comportamento da areia, que combina a influência do índice de vazios e nível de tensões com referência a um estado último do material. Definiu-se, então, o Parâmetro de Estado ( $\Psi$ ), que é a distância entre o estado inicial e o estado último no plano  $e : \ln p'$ . Variando o teor de finos em uma areia previamente lavada, os autores observaram o aumento da declividade da LEC com o aumento do teor de finos, o que é consistente com o aumento da compressibilidade com o aumento do teor de finos.

A natureza das partículas de solos carbonatados resultam em solos que exibem comportamento mecânico não usual. Areias carbonatadas caracterizam-se pela elevada angulosidade associada à elevada porosidade e à fragilidade dos grãos. Recentemente, em função da ocorrência de insucessos na previsão do comportamento de obras geotécnicas nestes materiais, vários autores tem dado atenção ao estudo do comportamento dos mesmos.

Coop (1990) realizou ensaios triaxiais em uma areia carbonatada (Dog's Bay Sand) e concluiu que: (1) a LIC pode ser identificada para areias carbonatadas através da aplicação de altos níveis de tensão; (2) quando cisalhada, a areia em questão eventualmente chega ao estado crítico, sendo necessário para tanto alcançar deformações axiais que estão além da prática usual; (3) para os testes considerados como tendo alcançado o estado crítico, foi encontrado um ângulo de atrito de  $40^\circ$ , significativamente mais alto que os ângulos de atrito descritos para outros solos, independente do nível de tensões. O autor relata que a quebra de partículas controla as deformações volumétricas plásticas durante a compressão isotrópica e cisalhamento, e surpreendentemente isso não faz com que o comportamento desta areia esteja fora dos modelos correntes. Entretanto, apesar desta areia comportar-se de maneira semelhante a outros tipos de solo, os valores de alguns de seus parâmetros estão totalmente fora dos usuais, como por exemplo o ângulo de atrito no estado crítico.

O comportamento cisalhante das areias encaixa-se no mesmo arcabouço desenvolvido para argilas. Amostras de areia usualmente encontram-se no lado seco da LEC e o seu comportamento deve, portanto, ser comparado ao de argilas fortemente PA. Uma diferença importante entre estes materiais é que as argilas normalmente aproximam-se ou encontram-se sobre a LIC, enquanto que as areias situam-se bem abaixo desta curva, podendo alcançá-la somente com um nível de tensões suficientemente alto para gerar quebra de partículas. Existem também diferenças nos mecanismos físicos que caracterizam a propagação de tensões nestes solos. Enquanto que para areias as tensões são propagadas através do contato entre grãos, para argilas as forças físico-químicas desempenham um papel preponderante. Portanto, areias e argilas podem ser consideradas como representantes dos extremos de uma grande variedade de solos. Os estudos feitos no sentido de identificar um comportamento transicional entre estes extremos são apresentados a seguir.

### **2.5.3 Comportamento de Solos Granulares com Finos Reconstituídos**

Solos bem graduados contendo finos são muito comuns na natureza (solos residuais, por exemplo). Estes solos representam uma classe de geomateriais intermediária entre areias e argilas, podendo exibir expansibilidade e plasticidade, tais como argilas, ou suscetíveis à liquefação, tais como areias (Martins, 2001).

Segundo Martins *et al* (2001), uma questão que pode ser imediatamente levantada é o efeito da adição de finos na compressibilidade das areias. Been e Jefferies (1985) pesquisaram a influência do teor de finos adicionado à uma areia quartzítica, onde foi identificado um aumento da inclinação da linha de estado constante com o aumento do teor de finos. Contrariamente, Coop e Atkinson (1993) demonstraram que, para uma areia carbonatada reconstituída, a LIC (definida a tensões isotrópicas de 1Mpa) sofreu uma diminuição em sua inclinação e houve a redução do volume específico do solo com a adição de 24% de finos inertes e não plásticos. Os autores sugerem que estas diferenças podem estar relacionadas à natureza das areias, que são bem diferentes neste caso, e também à natureza dos

finos. Outra diferença fundamental entre estes dois trabalhos foi o nível de tensões utilizado na definição da LIC e da LEC. Coop & Atkinson (1993) identificaram a localização da LIC e da LEC a altos níveis de tensão, onde as mesmas possuem inclinação maior e englobam o mecanismo de quebra de grãos para a sua determinação. Em contraste, Been e Jefferies (1985) examinaram o efeito da adição de finos na linha de estado constante a níveis mais baixos de tensão, onde a inclinação da LEC é menos íngreme e a quebra de grãos ainda não é significativa.

Martins *et al* (2001) estudaram o comportamento de um solo residual areno-argiloso, ou solo residual de arenito Botucatu, através de ensaios de compressão unidimensional. Neste solo, os finos representam aproximadamente 30% do peso seco total e são compostos principalmente de caolinita. Foram realizados testes no solo residual de arenito e também em uma mistura de areia média quartzítica com adição de 25% de caolinita comercial, para fins de comparação. Os autores referem-se a estes solos como “*gap graded*”, onde a curva granulométrica exibe a falta da fração média e grossa de silte.

Segundo os autores, os resultados indicam que há uma categoria de solos arenosos não uniformes com finos plásticos que não se comportam em compressão de acordo com o comportamento descrito para outros solos na literatura. Observou-se que as linhas de primeiro carregamento em diferentes índices de vazios iniciais não convergem a uma única LIC, mesmo a altas tensões, contrastando com o comportamento de solos com granulometria similar, porém com finos não plásticos, onde a LIC e a LEC podem ser definidas. O efeito dos finos nestes casos é somente diminuir a inclinação da LIC e da LEC e reduzir a razão  $\lambda/\kappa$ . A não convergência da LIC foi observada também para outros solos com teor entre 20 a 30% de finos, apesar de que a proporção exata irá depender da plasticidade dos finos e da natureza dos grãos de areia. Uma grande gama de solos enquadram-se nesta categoria (solos formados por deposição eólica), e por isso é necessário que se façam mais estudos neste assunto. Por último, os autores afirmam que a teoria do estado crítico não pode ser aplicada a estes solos e sugerem que um novo termo seja criado para designar as retas, que não se tratam de linhas de expansão nem de linhas de estado crítico.

## 2.6 COMPORTAMENTO DO SOLO A GRANDES DESLOCAMENTOS

A resistência ao cisalhamento de pico e a resistência ao cisalhamento última foram abordadas no item anterior, baseando-se na teoria do estado crítico. Existe um outro aspecto do comportamento cisalhante dos solos que também deve ser considerado: o desenvolvimento de resistência ao cisalhamento residual a grandes deslocamentos segundo um plano definido de deslizamentos (Skempton, 1964).

A Figura 2.9 ilustra o comportamento de uma areia e uma argila plástica após deslocamentos da ordem de 1 metro. No estado último, que corresponde a deformações cisalhantes de aproximadamente 10%, o movimento dos grãos é essencialmente turbulento, envolvendo movimentação relativa e rotação das partículas de areia e argila. Entretanto, a maiores deslocamentos, as deformações passam a ser localizadas em diferentes zonas de cisalhamento intenso, fazendo com que as tensões atuantes no solo argiloso decresçam. A resistência ao cisalhamento após grandes deslocamentos é chamada de resistência residual, sendo associada com o deslizamento laminar de partículas de argila, que orientam-se paralelamente ao plano de ruptura. Em areias e outros solos com partículas esféricas não existe a possibilidade da existência de fluxo laminar, então a resistência residual é considerada como sendo a mesma que a resistência última (Atkinson, 1993).

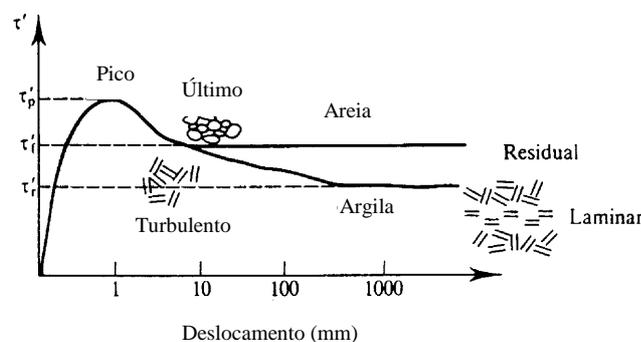


Figura 2.9 – Resistência residual de argilas a grandes deslocamentos (Atkinson, 1993).

Entre os ensaios que podem ser empregados na definição da resistência após grandes deslocamentos ou resistência residual, estão o de cisalhamento direto com reversões múltiplas, o de cisalhamento torsional e o ensaio de *ring shear*, que segundo Lupini *et al* (1981), consiste no equipamento de ensaio que exibe a menor ambigüidade de resultados.

Segundo Bishop *et al* (1971), as duas principais vantagens de qualquer tipo de ensaio de torção ou *ring shear* são: (1) não há mudança na a área transversal enquanto a amostra está sendo cisalhada e (2) a amostra pode ser cisalhada com um deslocamento ininterrupto de qualquer magnitude. O maior problema seria o projeto de um equipamento onde as tensões normais e cisalhantes no plano de ruptura fossem tão uniformes quanto possível e dentro de um limite aceitável. Buscando alcançar as características descritas acima, os autores projetaram e apresentaram um novo equipamento de *ring shear*, que permite a medição da resistência de pico e residual em uma superfície de cisalhamento formada dentro da massa de solo, longe do contato da superfície de aplicação de carga. A amostra anelar possui diâmetro interno de 102mm, diâmetro externo de 152mm e altura inicial de 19mm, o que permite o ensaio de solos granulares com uma razão aceitável entre tamanho do grão e altura da amostra. Foram testadas cinco diferentes tipos de argilas, discutindo os resultados a partir da comparação feita com a resistência residual destes materiais anteriormente publicada na literatura. Demonstraram, também, que o ângulo de atrito interno residual não é afetado pela estrutura do solo.

Lupini *et al* (1981) realizaram ensaios de ring shear em três diferentes misturas de solos, variando artificialmente a granulometria dos mesmos. Concluíram que a proporção entre partículas lamelares em relação às partículas arredondadas presentes no solo e o coeficiente de atrito interpartícula das partículas lamelares são os controladores do tipo de mecanismo de cisalhamento residual desenvolvido. Identificaram três modos de comportamento cisalhante residual: o modo turbulento, transicional e de deslizamento.

O modo **turbulento** ocorre quando o comportamento é dominado por partículas arredondadas, ou possivelmente em solos cujas partículas lamelares exibem um alto coeficiente de atrito interpartículas. Neste caso, a resistência residual é alta e não ocorre orientação de partículas. A zona de cisalhamento, uma vez

formada, é uma zona somente de diferente porosidade e pode ser consideravelmente modificada pela história de tensões. Quando o comportamento é dominado por partículas lamelares e com um baixo ângulo de atrito interpartículas, ocorre o modo de **deslizamento**, que depende principalmente da mineralogia, da composição química da água presente nos poros e do coeficiente de atrito interpartículas. Ocorre a formação de uma superfície de cisalhamento de partículas de argila orientadas entre as partículas arredondadas e dispersas de areia e silte. O cisalhamento ocorre através das partículas orientadas de argila umas sobre as outras, e a superfície de cisalhamento não é mais afetada pela história de tensões subsequente do solo. Alternativamente, se não houver forma dominante de partículas, ocorre o modo de deslizamento **transicional**, que envolve comportamento turbulento e de deslizamento em diferentes partes de uma zona de cisalhamento. As zonas em que estes mecanismos ocorrem, em função do coeficiente de atrito residual e do teor de argila, estão ilustradas na Figura 2.10.

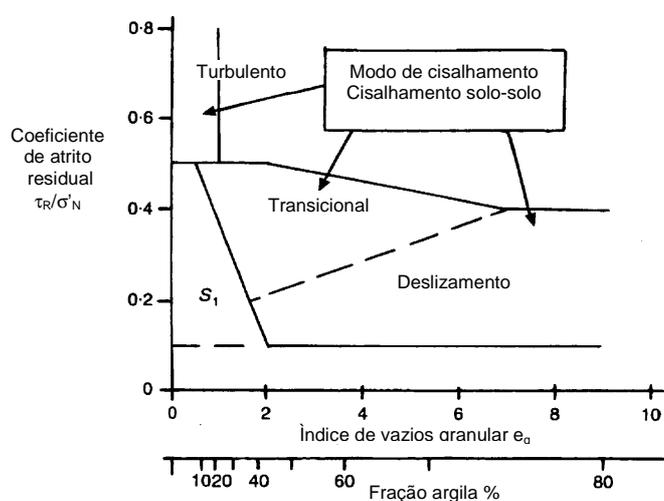


Figura 2.10 – Modos de comportamento cisalhante residual (Lupini *et al*, 1981).

Lupini *et al* (1981) utilizaram o índice de vazios granular, que é definido como o volume de plaquetas de argila e água, dividido pelo volume de partículas arredondadas com alto ângulo de atrito intrínseco. Uma das importantes séries de testes em que os autores basearam-se para descrever os modos de comportamento foi a avaliação da superfície de ruptura em misturas de areia-bentonita sódica, com

tensões normais de 352 e 177 kPa. Concluíram que, com o teor de bentonita de 13%, a amostra não mostrou separação na zona de cisalhamento. A observação de lâminas em microscópio óptico mostrou que não houve orientação das partículas de argila. Somente com o teor de 53% de bentonita houve a formação de um plano de cisalhamento polido.

Skempton (1985) resumiu o conhecimento em relação à natureza e significância da resistência residual. Descreveu os modos de comportamento no cisalhamento residual em função do teor de argila. Em solos cuja fração argilosa é menor que 25%, o comportamento é semelhante ao de um solo arenoso ou siltoso, com ângulos de atrito residual da ordem de 20°. Por outro lado, quando a fração argilosa for maior que 50%, a resistência residual é quase que inteiramente controlada pelo deslizamento entre as partículas de argila. Quando a fração argilosa estiver entre 25 e 50%, existe um comportamento transicional, onde a resistência residual depende do teor de argila e também da natureza de suas partículas. Com relação às taxas de deslocamento, o autor afirma que a resistência residual é pouco afetada pela variação das mesmas, quando estas estiverem dentro do limite de variação encontrado em deslizamentos e técnicas usuais de laboratório. Para taxas maiores que 100mm/min ocorre um ganho substancial de resistência, seguido de uma queda a um valor mínimo com o aumento dos deslocamentos.

Estudos extremamente interessantes estão sendo feitos no equipamento de *ring shear*, que dizem respeito não somente à avaliação da resistência residual de solos. A resistência última na interface entre solos e materiais sólidos é relevante no que diz respeito à avaliação da estabilidade de estacas que exibem comportamento friccional, muros de arrimo, reforço de solos, tirantes, geomembranas, etc. Pode-se citar como exemplo Lemos e Vaughan (2000), que estudaram o cisalhamento de argilas de diferentes plasticidades contra interfaces de rugosidade variada, dando atenção à resistência ao cisalhamento após grandes deslocamentos e a influência da interface na mudança do modo de cisalhamento.

Recentemente, o ensaio *ring shear* têm sido utilizado na UFRGS para a avaliação da resistência ao cisalhamento de solos residuais (Pinheiro, 2000; Rigo, 2000).

Para facilitar o entendimento da análise dos ensaios de cisalhamento torsional realizados no equipamento *ring shear* apresentados no Capítulo 6, é feita a seguir uma breve revisão dos estados de tensão e deformação existentes em uma amostra de solo submetida à este tipo de solicitação. Em caráter comparativo, estão também apresentados os estados de tensão e deformação existentes em uma amostra submetida a um carregamento triaxial, bem como a correlação entre os estados de tensão e deformação existentes em amostras nos dois tipos de ensaios.

Os estados de tensão e deformação em uma amostra de solo podem ser representados pelos Círculos de Mohr de tensão e deformação, ilustrados na Figura 2.11.

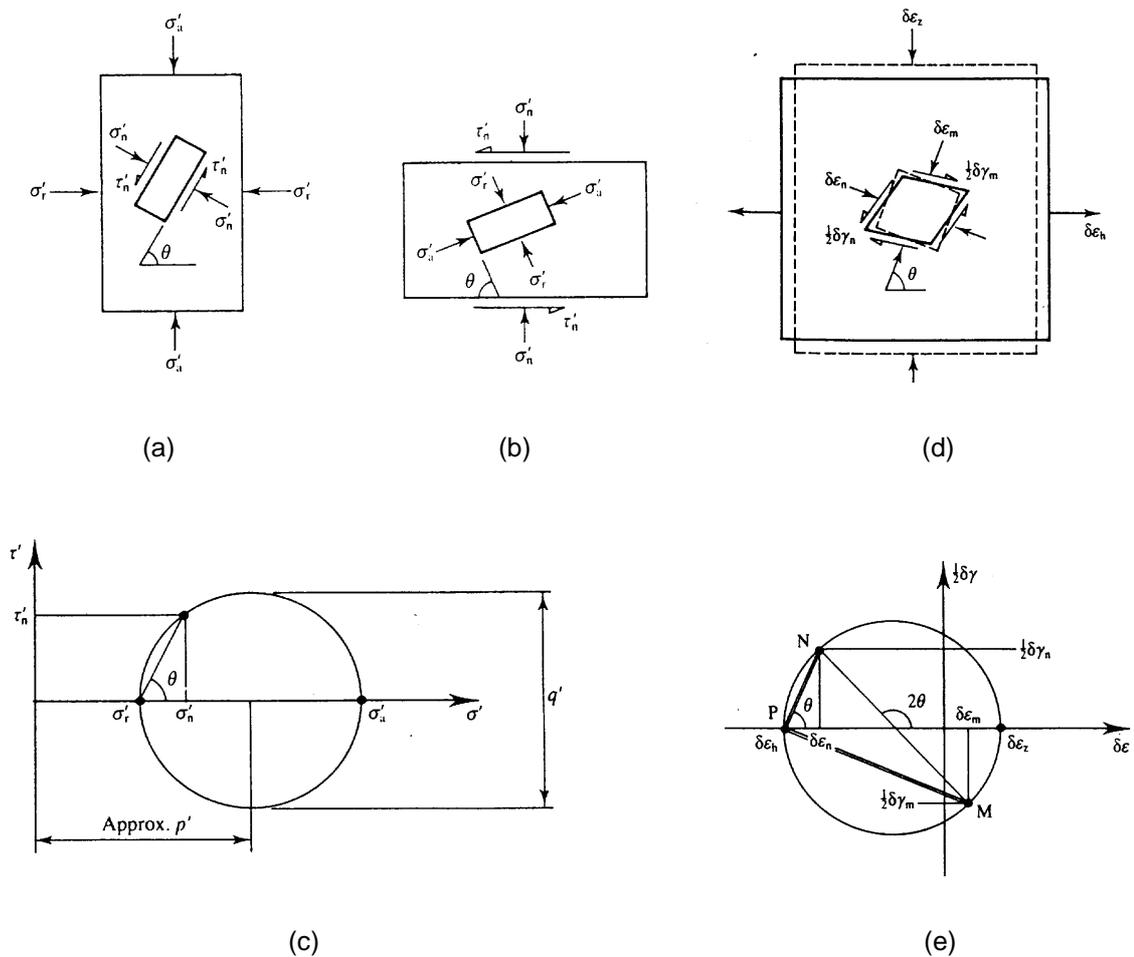


Figura 2.11 – Estado de tensões e deformações atuante em uma amostra de solo e os círculos de Mohr correspondentes (Atkinson, 1993).

A Figura 2.11 mostra as tensões principais atuando em um elemento de solo em ensaios triaxiais (a) e em ensaios de cisalhamento (b). O Círculo de Mohr de tensões (c) ilustra que para uma amostra submetida a um carregamento triaxial com tensões  $(\sigma'_a, \sigma'_r)$  existem elementos com tensões  $(\tau'_n, \sigma'_n)$ , correspondentes àquelas existentes em ensaios torsionais e vice-versa.

A Figura 2.11(e) ilustra o Círculo de Mohr de deformações, onde pode-se observar a correlação existente entre a deformação distorcional pura  $(\delta\varepsilon_s)$ , e a deformação distorcional de engenharia  $(\delta\gamma)$ . A deformação distorcional de engenharia  $(\delta\gamma)$  é definida como sendo o ângulo de rotação de um elemento de solo deformado por uma tensão cisalhante  $\tau$ , ilustrada na Figura 2.12(b).

A Figura 2.12(a) mostra um elemento de solo originalmente quadrado deformado até a forma O'A'B'C'. As deformações distorcionais do elemento são definidas como  $\varepsilon_{zx}$  e  $\varepsilon_{xz}$ . Se este elemento for rotacionado em um ângulo  $\varepsilon_{xz}$  no sentido anti-horário, tendo como eixo o ponto O', obtém-se a Figura 2.12(b). Da geometria, tem-se que:

$$\gamma_{zx} = \varepsilon_{zx} + \varepsilon_{xz} \quad (2.12)$$

mas, 
$$\varepsilon_{zx} = \varepsilon_{xz} \quad (2.13)$$

então: 
$$\gamma_{xz} = 2\varepsilon_{xz} \quad (2.14)$$

Portanto, a deformação distorcional de engenharia é simplesmente o dobro da deformação distorcional pura. A deformação distorcional de engenharia  $\gamma_{zx}$  consiste em um componente de deformação distorcional pura  $\varepsilon_{zx}$  adicionado de um componente numérico de rotação de igual magnitude (Atkinson & Bransby, 1978).

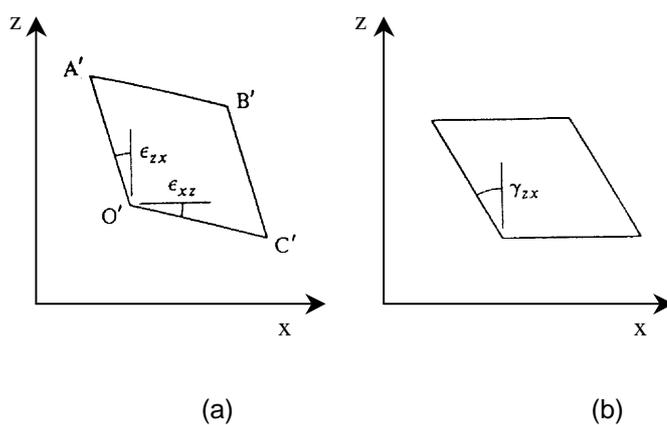


Figura 2.12 – Deformação distorcional pura e deformação distorcional de engenharia  
(Atkinson & Bransby, 1978)

## **CAPÍTULO 3**

### **PROGRAMA EXPERIMENTAL**

#### **3.1 INTRODUÇÃO**

O programa de ensaios estabelecido tem como objetivo principal investigar e identificar o efeito da adição de bentonita e fibras de polipropileno nas propriedades mecânicas e hidráulicas de quatro diferentes matrizes de solo. Para tal, foi desenvolvido um programa experimental que baseia-se em três etapas distintas, porém de igual importância.

Na primeira etapa foram realizados os ensaios preliminares de caracterização, englobando ensaios de caracterização física e ensaios de compactação. O estudo do comportamento hidráulico dos materiais foi realizado na segunda etapa do programa experimental, onde foi realizado o projeto e a montagem de um permeâmetro de parede flexível, seguido da calibração e validação dos resultados obtidos. Ainda na segunda etapa da pesquisa foi avaliada a condutividade hidráulica dos materiais compósitos e de suas matrizes. Foi também realizado o estudo da viabilidade da utilização de cinzas de carvão em barreiras impermeáveis. Por último, na terceira etapa, foi realizado o estudo do comportamento mecânico dos materiais, englobando ensaios triaxiais de compressão isotrópica e com diferentes trajetórias de carregamento, além de

ensaios *ring shear*. A seguir serão detalhadamente descritas as etapas do programa experimental proposto.

## 3.2 ENSAIOS PRELIMINARES DE CARACTERIZAÇÃO

### 3.2.1 Caracterização Física dos Materiais

Nesta fase da primeira etapa foram realizados os ensaios de caracterização física das matrizes de solo e da cinza de carvão, compreendendo ensaios de granulometria, Limites de Atterberg e massa específica real dos grãos. (NBR 7181 - ABNT, 1984-a; NBR 6459 - ABNT, 1984-b; NBR 7180 - ABNT, 1984-c; NBR 6508 - ABNT, 1984-d)

### 3.2.2 Ensaio de Compactação

Os ensaios de compactação foram realizados nesta fase do programa experimental com o intuito de avaliar a influência da introdução de bentonita e fibras nas matrizes estudadas (NBR 7182 - ABNT, 1986). Os teores de adição de bentonita e fibras estão indicados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Teores de adição de bentonita e fibras nos ensaios de compactação

Matriz	Bentonita (%)	Fibras 24mm (%)
SRAB*	9	-
Cinza	0, 3, 6, 9, 18	-
	-	0.5
Areia	9	-
Caulim	9	-

\*Solo Residual de Arenito Botucatu

### 3.3 ESTUDO DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DOS MATERIAIS

O programa experimental desenvolvido nesta etapa, além de avaliar a condutividade hidráulica das matrizes de solo e cinza pesada, teve como principal objetivo elucidar as seguintes hipóteses formuladas à respeito da condutividade hidráulica dos materiais compósitos:

1. *“A adição de bentonita diminui a condutividade hidráulica dos materiais compósitos”;*
2. *“A adição de fibras aumenta a condutividade hidráulica dos materiais compósitos”;*
3. *“O aumento da tensão confinante diminui a condutividade hidráulica dos materiais compósitos”.*

#### 3.3.1 Projeto e Construção do Permeâmetro

O permeâmetro de parede flexível foi projetado com o propósito de servir para todos os tipos de materiais, desde materiais granulares até para materiais com

baixíssima condutividade hidráulica. Baseando-se na experiência relatada por vários autores (Daniel *et al*, 1984; Boynton e Daniel, 1985; Carpenter e Stephenson, 1986; Daniel, 1994), e com a orientação e auxílio do Professor Adriano Virgílio Damiani Bica, procedeu-se o projeto e montagem do permeâmetro, cujas características estão descritas no capítulo 4.

### **3.3.2 Avaliação da Condutividade Hidráulica**

Após a calibração e validação dos resultados obtidos no permeâmetro construído, foram realizados ensaios preliminares de condutividade hidráulica com o objetivo de avaliar a influência do teor de umidade de compactação, da tensão confinante aplicada, do gradiente hidráulico imposto, do teor de bentonita adicionado e da influência da adição de fibras. Para as amostras de cinza de fundo foram realizados também ensaios de condutividade hidráulica durante os ensaios triaxiais, para deformações axiais de 0 e 20%, com o objetivo de delinear o comportamento hidráulico do material antes e após grandes deformações.

A avaliação dos resultados obtidos nesta fase preliminar nos permitiu obter o padrão de comportamento da condutividade hidráulica dos materiais estudados com base nas variáveis descritas acima. A partir desses resultados foram definidos os teores de bentonita e fibras utilizados na segunda fase, onde foram realizados os principais ensaios buscando confirmar as hipóteses formuladas anteriormente.

Todas as amostras da segunda fase foram testadas com um gradiente hidráulico igual a 10 e no teor de umidade ótima e densidade máxima do ensaio de compactação com energia Proctor Normal.

As Tabelas 3.2 e 3.3 exibem com detalhe a primeira e segunda fase do programa de ensaios de condutividade hidráulica.

Tabela 3.2 – Variáveis investigadas na fase preliminar dos ensaios de condutividade hidráulica

Matriz	Comprimento fibras (mm)	Teor bentonita (%)	Gradiente hidráulico	Umidade de compactação	Tensão efetiva (kPa)	Total de ensaios
Cinza de Fundo	0	0	10 e 20	Ótima, ramos seco e úmido	60 e 100	5
	24	0	20	Ótima, ramos seco e úmido	100	3
	0	3, 6, 9 e 18	5, 10 e 20	ótima	100	8
	0 e 24	0, 3, 6, 9 e 18	10	ramos seco e úmido	50, 100 e 150	26*
Areia	0	0	10	$w = 10\%$	100	1
	0	18	20	ótima	100	1

Total: 44

\* ensaios de condutividade hidráulica realizados durante os ensaios triaxiais

Tabela 3.3 – Variáveis investigadas na segunda fase dos ensaios de condutividade hidráulica

Matriz	Comprimento fibras (mm)	Teor bentonita (%)	Tensão efetiva (kPa)	Total de ensaios
SRAB	0, 24	0	100	2
	0, 24	9	100	2
	0	0	20,50,100, 150,200	1
	6, 12	0	100	2
Cinza	0, 24	0	100	1
	0, 24	9	100	2
	0	0	20,50,100, 150,200	1
Areia	0, 24	0	100	1
	0, 24	9	100	2
	0	0	20,50,100, 150,200	1
Caulim	0, 24	0	100	2
	0, 24	9	100	2
	0	0	20,50,100, 150,200	1

Total: 20

### 3.3.3 Estudo da viabilidade de utilização dos materiais como barreiras impermeáveis

Valores muito altos de condutividade hidráulica foram obtidos para a matriz de cinza pesada, mesmo com a adição de altos teores de bentonita. Como não foi encontrada claramente na literatura uma explicação aceitável para este fato, procedeu-se um estudo microscópico das misturas, em microscópio ótico com luz transmitida, na tentativa de elucidar por que grandes quantidades de bentonita não são suficientes para diminuir a condutividade hidráulica a níveis aceitáveis.

Foram analisadas a cinza pesada e a cinza pesada com 18% de bentonita, e, em caráter comparativo, foi utilizada a análise de uma areia, também com 0 e 18% de bentonita. Ambas as matrizes foram analisadas quanto à condutividade hidráulica e morfologia.

O estudo morfológico das partículas de cinza pesada, bentonita e areia foi feito baseando-se na análise fotomicrográfica dos materiais em microscópio petrográfico.

## 3.4 ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS

Baseando-se no conjunto de ensaios elencados para esta etapa do programam experimental, foram formuladas várias hipóteses para o comportamento mecânico dos materiais compósitos:

1. *“A adição de bentonita diminui os parâmetros de resistência ao cisalhamento ( $c$ ,  $\phi$ ) do compósito”;*

2. *“A adição de bentonita não modifica as características de deformabilidade do compósito”;*
3. *“A adição de fibras aumenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento ( $c$ ,  $\phi$ ) do compósito”;*
4. *“A adição de fibras aumenta a resistência pós pico dos compósitos”;*
5. *“A adição de fibras aumenta as deformações volumétricas de contração dos compósitos”;*
6. *“O aumento da tensão confinante torna mais efetiva a contribuição das fibras na resistência mecânica dos compósitos”;*
7. *O aumento do comprimento da fibra torna mais efetiva a contribuição das fibras na resistência mecânica dos compósitos”;*
8. *“É possível identificar uma Linha Isotrópica de Compressão para os materiais compósitos”;*
9. *“É possível identificar uma Linha de Estado Crítico para os materiais compósitos”;*
10. *“A contribuição das fibras na resistência mecânica pode ser observada até altos níveis de deformação horizontal”.*

### **3.4.1 Ensaio Triaxiais**

Os ensaios triaxiais, apresentados na Tabela 3.4, representam a etapa mais extensa do programa de ensaios. Todos os ensaios realizados basearam-se na variação dos seguintes fatores: tensão efetiva média inicial (20, 60, 100, 200, 300, 400, 500 e 4500 kPa) e comprimento de fibra (6, 12 e 24mm). Todos os outros fatores foram mantidos fixos: o teor de fibra (0,5%), calculado em relação à massa de solo seco, os parâmetros de compactação das amostras (densidade máxima e

umidade ótima obtidos da curva de compactação com energia Proctor Normal), a velocidade de carregamento (0,0173 mm/min) e o teor de bentonita (9%).

Ênfase foi dada ao SRAB na avaliação de alguns parâmetros em razão de ser um material extensamente estudado e com o comportamento relativamente conhecido pelo grupo de mecânica dos solos da UFRGS.

Tabela 3.4 – Variáveis investigadas no programa de ensaios triaxiais

Matriz	Comprimento das fibras (mm)	Teor de bentonita (%)	$p'$ (kPa)	Trajectoria de carregamento	Condições de drenagem	Total de ensaios
SRAB	0 e 24	0	4500	Compressão isotrópica	drenado	2
	0, 6, 12 e 24	0	20, 60, 100, 200, 300, 400, 500 e 4500	Compressão axial	drenado	24
	0 e 24	0	100	Descompressão lateral e $p'$ constante	drenado	2
	0 e 24	0	20, 100, 200 e 300	Compressão axial	não drenado	8
	0 e 24	0 e 9	20, 100 e 200	Compressão axial	drenado	12
Cinza	0 e 24	0	4500	Compressão isotrópica	drenado	2
	0 e 24	0 e 9	20, 100, 200, 500 e 4500	Compressão axial	drenado	16
	24	0	100	$p'$ constante	drenado	1
Areia	0 e 24	0 e 9	20, 100, 200 e 400	Compressão axial	drenado	9
	24	0	100	$p'$ constante	drenado	1
Caulim	0	0	450	Compressão isotrópica	drenado	1
	0 e 24	0 e 9	20, 100 e 200	Compressão axial	drenado	12
	24	0	100	$p'$ constante	drenado	1
Total						91

Uma boa parte dos ensaios deste programa experimental foi realizada no Laboratório de Mecânica dos Solos do Imperial College of Science, Technology and Medicine – University of London, durante o período de doutoramento sanduíche, de maio a setembro de 2001. O conjunto de ensaios realizados englobou a maioria dos ensaios não drenados, os ensaios com  $p'$  constante, os ensaios de descompressão lateral e os ensaios com tensões confinantes altas (compressão isotrópica e carregamento axial). Durante este período, os ensaios e parte da análise realizada foram feitos sob orientação do Dr. Matthew Richard Coop.

### **3.4.2 Ensaio com *bender elements***

Foram realizados ensaios com *bender elements* em amostras de SRAB, SRAB com fibras de 24mm, cinza de fundo e cinza de fundo com fibras de 24mm, ensaiadas no equipamento triaxial com capacidade de aplicação de pressão de 5MPa, no Laboratório de Mecânica dos Solos do Imperial College. A medição do módulo cisalhante elástico ( $G_0$ ) foi realizada durante a etapa de carregamento isotrópico até tensões de aproximadamente 4500kPa.

### **3.4.3 Ensaio de cisalhamento torsional e *ring shear***

Esta etapa do programa experimental foi desenvolvida principalmente com a finalidade de observar a influência da adição de reforço fibroso a grandes deslocamentos. Nasceu a partir da limitação encontrada em ensaios triaxiais de cisalhar amostras de solo até grandes deformações axiais, de tal forma que optou-se pela realização de ensaios *ring shear*. Ensaio de cisalhamento torsional também foram realizados no equipamento *ring shear* com o objetivo de avaliar qualitativamente o mecanismo de mobilização de resistência das fibras, e compará-

lo com o mecanismo de mobilização de resistência das fibras nos ensaios triaxiais. Foram testadas as matrizes de Solo Residual de Arenito Botucatu (SRAB), cinza pesada e areia, com 0 e 0,5% de adição de fibras de polipropileno de 24mm e com tensão normal de 100 kPa. Estes ensaios também fizeram parte do programa de ensaios realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos do Imperial College, durante o período de doutorado sanduíche.

## **CAPÍTULO 4**

### **MATERIAIS E MÉTODOS**

Este capítulo descreve os materiais utilizados na pesquisa, o método utilizado na preparação e confecção dos corpos de prova e os métodos utilizados na realização dos ensaios. Descreve, também, os equipamentos utilizados nos ensaios triaxiais, nos ensaios *ring shear* e o equipamento de condutividade hidráulica especialmente desenvolvido para o presente estudo.

#### **4.1 MATERIAIS UTILIZADOS**

##### **4.1.1 Solo Residual de Arenito Botucatu (SRAB)**

O solo residual utilizado nesta pesquisa foi coletado em um talude localizado nas proximidades da rodovia RS 240 na localidade de Vila Scharlau, município de São Leopoldo – RS, a aproximadamente 41 km ao norte de Porto Alegre, conforme mostra a Figura 4.1. Trata-se de um solo residual de arenito, pertencente à formação Botucatu.

Foram previamente relatados vários trabalhos de caracterização para este solo (Núñez, 1991; Prietto, 1996; Ulbrich, 1997; Thomé, 1999). Núñez (1991)

constatou a homogeneidade da jazida ao realizar ensaios ao longo de sua profundidade. Thomé (1999) realizou ensaios complementares de caracterização do solo, corroborando o conjunto de resultados obtidos pelo primeiro autor.

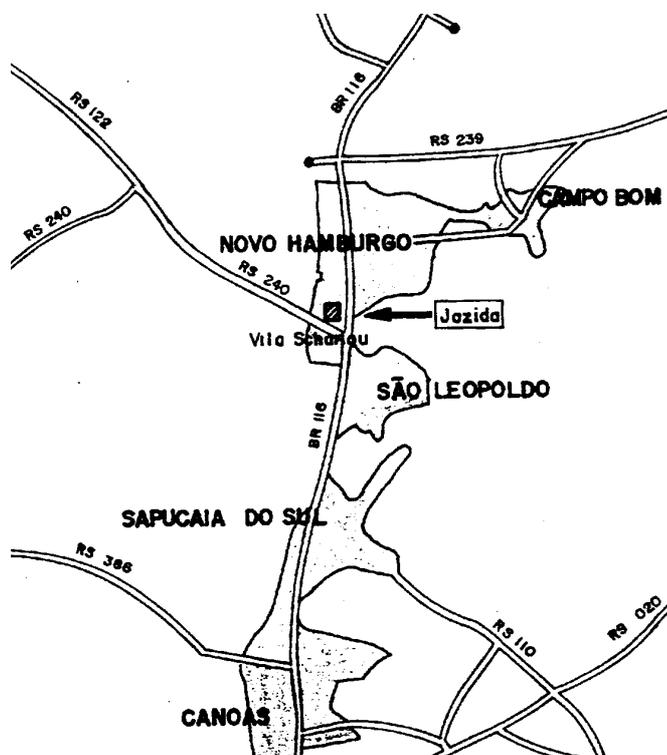


Figura 4.1 – Localização da jazida de solo residual de arenito Botucatu (Thomé, 1999).

As propriedades físicas médias do solo determinadas nesta pesquisa são apresentadas na Tabela 4.1. A Figura 4.2 apresenta a curva granulométrica obtida para o solo residual com o uso de defloculante. Verifica-se que o material é composto por 5% de argila ( $< 0,002\text{mm}$ ), 38,9% de silte ( $0,002$  a  $0,075\text{mm}$ ) e 56,1% de areia, sendo que desta porcentagem 47,3% é de areia fina ( $0,074$  a  $0,42\text{mm}$ ) e somente 8,8% é de areia média ( $0,042$ - $2,0\text{mm}$ ). O arenito pode ser classificado geotecnicamente como uma areia siltosa, segundo a NBR 6502 (ABNT, 1995), e como SM (areia siltosa), segundo a classificação unificada (ASTM D 2487, 1993).

Nuñez (1991) determinou as principais propriedades físico-químicas do solo residual, com ênfase na mineralogia e na composição química da fração argila. Todas as análises realizadas indicaram a predominância do argilomineral caulinita.

Observa-se, também, a presença de 3,2% de hematita, que é o óxido responsável pela cor rosada característica do solo residual de arenito Botucatu. Thomé (1999) confirmou a predominância do argilomineral caulinita através da análise de fotomicrografias do SRAB, onde observou-se a predominância de partículas na forma de placas hexagonais, características deste argilomineral. As propriedades físico-químicas e mineralógicas do solo estão apresentadas na Tabela 4.2.

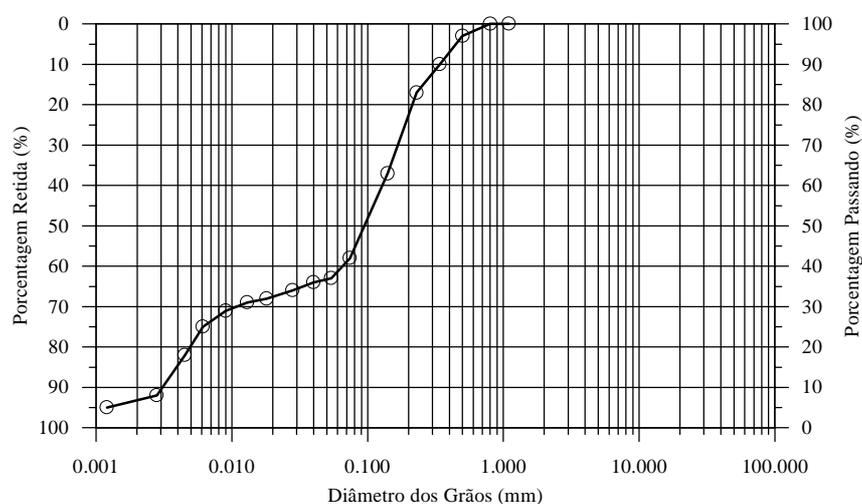


Figura 4.2 - Curva granulométrica do SRAB

Tabela 4.1 - Índices físicos do SRAB

Índices físicos	SRAB
Massa específica real dos grãos	26,5 KN/m <sup>3</sup>
Diâmetro médio, D <sub>50</sub>	0,09 mm
Limite de liquidez, LL	22 %
Limite de plasticidade, LP	19 %

Tabela 4.2 – Propriedades físico-químicas e mineralógicas do SRAB (Núñez, 1991)

Difratograma de raio X da fração argila	Fração Cristalina	15,7%
	Caulinita	9,2%
	Micas e illita	2,1%
	Hematita	3,2%
	Quartzo	1,2%
	Fração amorfa	84,3%
Análise química da fração argila	SiO <sub>2</sub>	9,70%
	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	6,69%
	FeO <sub>3</sub>	1,21%
Análise físico-química do solo	pH	4,7 (ácido)
	Matéria orgânica	0,0%
	CTC	3,01 mequiv/100g

#### 4.1.2 Cinza

##### 4.1.2.1 Forma de obtenção

Antes de apresentar a caracterização física propriamente dita da cinza pesada utilizada nesta pesquisa, foi feito um apanhado geral sobre a forma de obtenção desta nas usinas termelétricas em geral, bem como sobre a origem e formação das partículas.

O processo de combustão do carvão mineral dá origem a resíduos genericamente chamados de cinzas, que podem apresentar-se sob diversas formas: escórias, cinzas de fundo e cinzas volantes. As escórias são produzidas nos processos de combustão em leito fixo e por isso as cinzas resultantes apresentam-se normalmente com granulometria grosseira ou em blocos, com elevado teor de carbono não queimado (10 a 20%). Já nos processos de combustão do carvão em

forma pulverizada, as cinzas resultantes apresentam granulometria mais fina e dividem-se em duas classes: as cinzas volantes (fly ash) e as cinzas de fundo (bottom ash), que se diferenciam principalmente pelo tamanho das partículas e forma de obtenção. As cinzas volantes são arrastadas pelos gases de combustão das fornalhas e retiradas por um sistema de captação denominado precipitador eletrostático, enquanto que as cinzas de fundo são coletadas no fundo das fornalhas e transportadas por via aquosa até um tanque de decantação. A cinza utilizada neste trabalho provém da usina termelétrica de Charqueadas, que trabalha com o processo de combustão do carvão na forma pulverizada.

A Usina Termelétrica de Charqueadas localiza-se no município de Charqueadas, no estado do Rio Grande do Sul. As cinzas são produzidas através da queima do carvão mineral retirado das minas do município de Capão do Leão, localizado no mesmo estado.

Neste contexto, é importante salientar que os carvões brasileiros possuem aproximadamente 50% de cinzas. No caso da Mina do Leão, os principais constituintes da matéria mineral estão mostrados na tabela a seguir:

Tabela 4.3 - Maiores constituintes da matéria mineral em carvões (%) – (Sánchez, 1987)

Óxido de Silício (SiO <sub>2</sub> )	23,70%
Óxido de Alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	10,50%
Óxido de Ferro (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	1,00%
Óxido de Cálcio (CaO)	0,74%
Óxido de Fósforo (P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> )	0,03%
Óxido de Manganês (MnO <sub>2</sub> )	<0,01%
Óxido de Titânio (TiO <sub>2</sub> )	0,44%
Óxido de Potássio (K <sub>2</sub> O)	0,44%
Óxido de Magnésio (MgO)	0,19%
Óxido de Sódio (Na <sub>2</sub> O)	0,14%
Perda ao fogo (1000°C)	62,80%

Na Usina Termelétrica de Charqueadas, a cinza de fundo, após o tempo necessário para a drenagem da mesma nos tanques de decantação, é transportada e depositada em minas de carvão desativadas.

Fisicamente, as cinzas em geral são constituídas de partículas esféricas ou tendendo a esféricas. Entretanto, esta é uma descrição simplificada que não consegue transmitir a complexidade morfológica e a heterogeneidade deste material.

O mecanismo da formação das partículas de cinza é descrito por Andrade (1985). Este modelo sugere que o produto final do processo de combustão são partículas esféricas de cinza que podem ser sólidas (plerosferas) ou ocas (cenosferas), micropartículas e cristais. Estas partículas esféricas resultam da fusão dos constituintes carbonosos do carvão sobre uma superfície inerte com a qual mantêm pouca interação superficial. As gotas deste material fundido podem coalescer formando esferas maiores. As esferas ocas, denominadas cenosferas, são produzidas em um estágio posterior à formação das plerosferas, e surgem quando gases e vapores são gerados dentro da esfera fundida, provocando sua expansão. Este mecanismo pode também formar cenosferas contendo outras esferas em seu interior.

A expansão demasiada dos gases formados dentro das cenosferas pode conduzir à formação de micro-partículas através da explosão das mesmas. Estas partículas menores podem coalescer ou aglomerar, formando partículas irregulares maiores.

#### 4.1.2.2 Propriedades físicas

A cinza de fundo proveniente da usina termelétrica de Charqueadas é um material não plástico, que pode ser classificado de acordo com a NBR 6502 (ABNT, 1995) como uma areia fina, e de acordo com a classificação unificada como uma areia siltosa – SM (ASTM D 2487, 1993). A distribuição granulométrica apresentada na Figura 4.3 mostra um material composto por 2,2% de argila (<0,002mm), 29,3% de silte (0,002 a 0,074mm) e 68,5% de areia, sendo que a porção areia constitui-se de 54,5% de areia fina (0,074 a 0,42mm) e 14% de areia média (0,042 a 2mm). Os

índices físicos da cinza estão listados na Tabela 4.4. Segundo Thomé (1999), o baixo valor de massa específica real dos grãos de cinza pesada em relação aos valores característicos de solos (aproximadamente  $26 \text{ KN/m}^3$ ) acontece devido à grande porosidade dos grãos, ocasionada pela alta temperatura de queima do carvão e pela presença de carbono, que possui baixo peso específico.

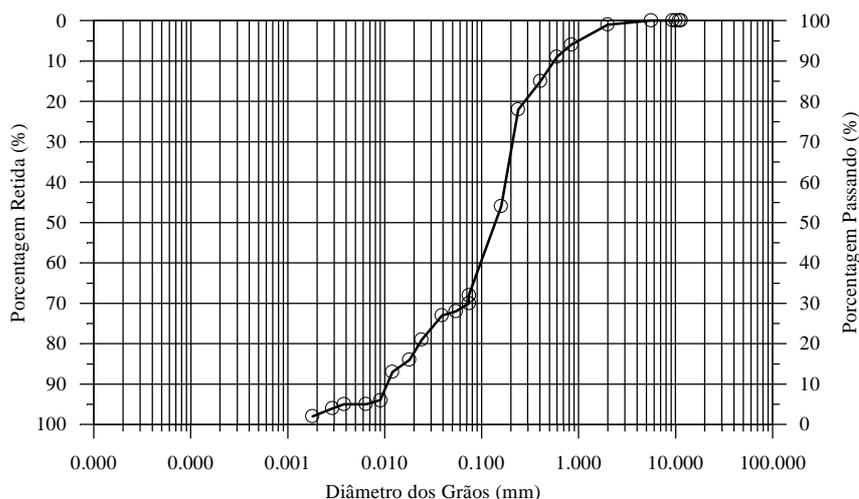


Figura 4.3 - Curva granulométrica da cinza de fundo (Thomé, 1999)

Tabela 4.4 - Índices físicos da cinza de fundo

Índices físicos	Cinza de fundo
Massa específica real dos grãos	$23,0 \text{ KN/m}^3$
Diâmetro efetivo, $D_{10}$	0,011 mm
Limite de plasticidade, LP	NP

A caracterização mineralógica através de difração de raios-X foi realizada por Calarge *et al*, 1998; Thomé, 1999 e Chies *et al*, 1999. Os autores descrevem a cinza de fundo como sendo um material onde foram identificadas a presença de fases cristalina e amorfa. A fase cristalina é constituída de mulita e quartzo como minerais principais, hematita e magnetita em menores proporções. A mulita origina-se das reações de multitização da caulinita e ilita-esmectita, associadas ao carvão, no

processo de combustão. O quartzo é um mineral de origem detrítica e infusível nas condições de calcinação das termelétricas. A hematita e magnetita, presentes como minerais secundários, são decorrentes da oxidação dos sulfetos de ferro na forma de pirita, marcassita e pirrotita. A presença de amorfos está representada sob a forma de material vitrificado, observado na análise petrográfica.

A textura e morfologia das partículas, determinadas por microscopia convencional, mostram partículas opacas angulosas e sub-angulosas, que correspondem à fração não calcinada do carvão (Figura 4.4-a). Observa-se a presença de material não calcinado a parcialmente calcinado, mostrando porosidade interna caracterizada pela expansão da partícula, sugerindo transição entre plerosferas (Figura 4.4-c) e cenosferas (Figura 4.4-a, 4.4-b e 4.4-d). As partículas esféricas são opacas (Figura 4.4-c) e/ou translúcidas (Figura 4.4-d). A fração fina é derivada da fragilização de partículas opacas parcialmente calcinadas, com indicação de expansão de gases no interior das mesmas. Thomé (1999) relatou o mesmo padrão de morfologia das partículas, baseando-se fotomicrografias obtidas com microscópio eletrônico com aumentos de até 4500 vezes.

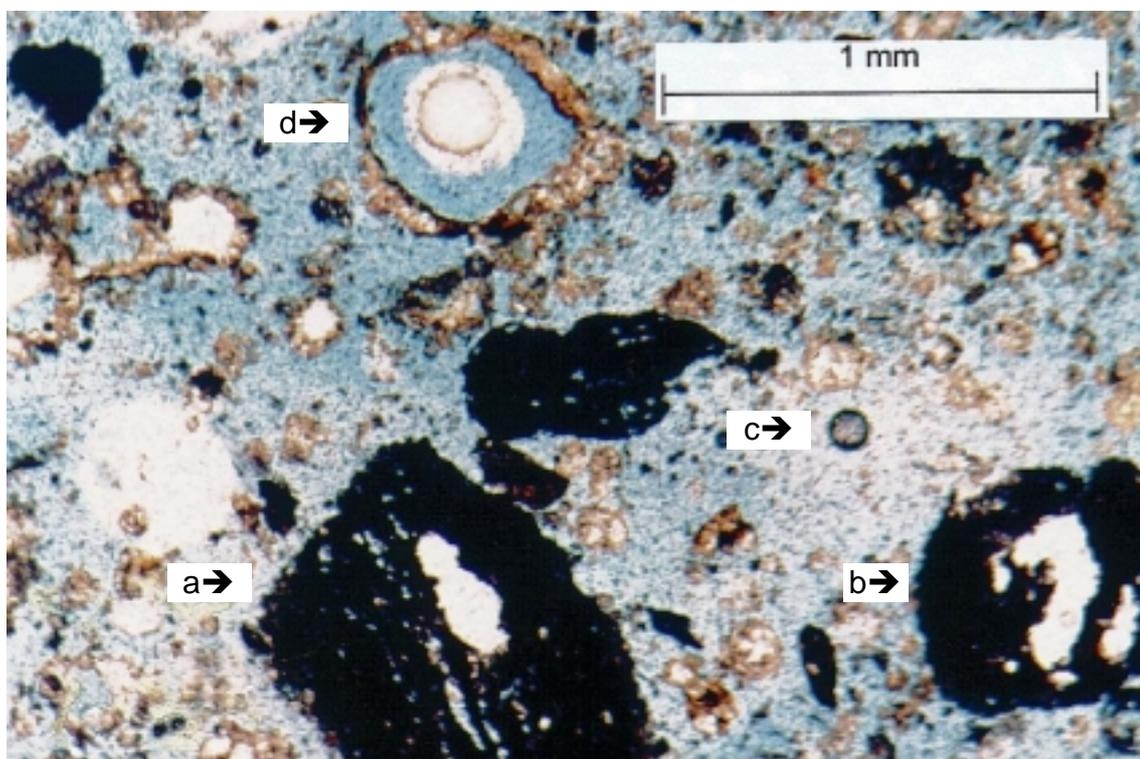


Figura 4.4 – Fotomicrografia da cinza pesada (aumento: 48x)

A análise química da cinza de fundo mostra que a mesma é composta principalmente por sílica, alumina e óxido de ferro, com percentagens menores de óxidos de cálcio, óxidos de magnésio, sulfatos e outros componentes, conforme a Tabela 4.5:

Tabela 4.5 – Análise química da cinza de fundo de Charqueadas (%) – (Sánchez *et al*, 1998)

Óxido de Silício (SiO <sub>2</sub> )	64,40%
Óxido de Alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	24,50%
Óxido de Ferro (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	4,50%
Óxido de Cálcio (CaO)	1,31%
Óxido de Magnésio (MgO)	0,40%
Óxido de Enxofre (SO <sub>3</sub> )	0,11%
Óxido de Sódio (Na <sub>2</sub> O)	0,58%
Óxido de Potássio (K <sub>2</sub> O)	1,60%
Perda ao fogo	2,12%
pH	8,9

Quanto ao potencial de toxidez, resultados obtidos nos testes de lixiviação e solubilização aplicados à cinza de fundo de Charqueadas não ultrapassaram o limite máximo determinado pela Norma Brasileira NBR 10.004 (ABNT, 1987), podendo então ser classificado como um resíduo inerte, classe III. (Sánchez *et al*, 1998; Tessari, 1998; Thomé, 1999).

#### 4.1.3 Areia

A areia utilizada neste estudo foi extraída de uma jazida localizada no município de Osório – RS. Trata-se de um areia fina (NBR 6502 – ABNT, 1995; ASTM D 2487, 1993), limpa e de granulometria uniforme que, segundo Spinelli (1999), tem o quartzo como material correspondente a 99% da sua composição

mineralógica, sendo o restante composto por glauconita, ilmenita, turmalina e magnetita. Não foi observada a presença de matéria orgânica.

Este material teve sua curva granulométrica e índices físicos determinados por Diaz (1998), conforme apresentado na Figura 4.5 e na Tabela 4.6:

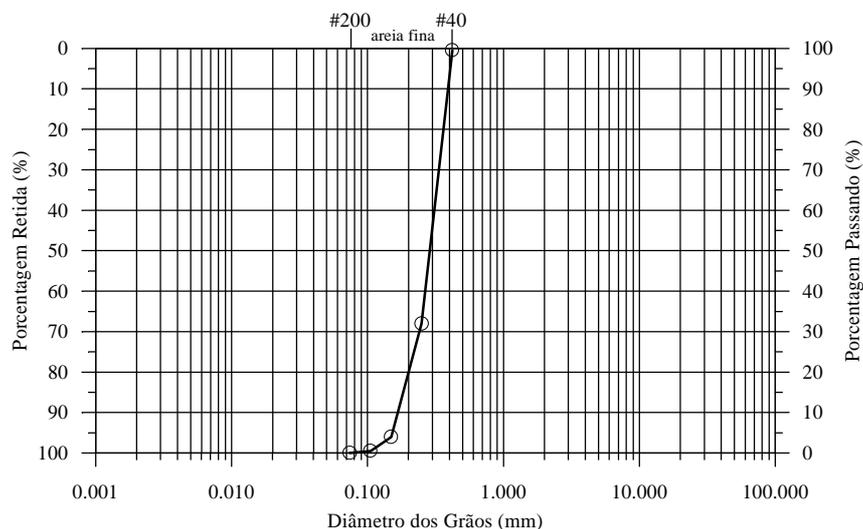


Figura 4.5 - Curva granulométrica da areia (Diaz, 1998)

Tabela 4.6 - Índices físicos da areia de Osório (Diaz, 1998)

Índices físicos	Areia de Osório
Massa específica real dos grãos	26,3 KN/m <sup>3</sup>
Diâmetro efetivo, D <sub>10</sub>	0,16mm
Limite de plasticidade, LP	NP
Índice de vazios, e <sub>min</sub>	0,57
Índice de vazios, e <sub>max</sub>	0,85

#### 4.1.4 Caulim

O caulim utilizado nesta pesquisa é denominado comercialmente por “caulim rosa”, originário do município de Pântano Grande - RS. É composto por 32% de

argila (< 0,002mm), 66,5% de silte (0,002 a 0,075mm) e 1,5% de areia fina (0,074 a 0,42mm). Pode ser classificado geotecnicamente como um silte, segundo a NBR 6502 (ABNT, 1995), e como ML (silte inorgânico), segundo a classificação unificada (ASTM D 2487, 1993). A distribuição granulométrica, bem como seus índices físicos são mostrados na Figura 4.6 e na Tabela 4.7, a seguir:

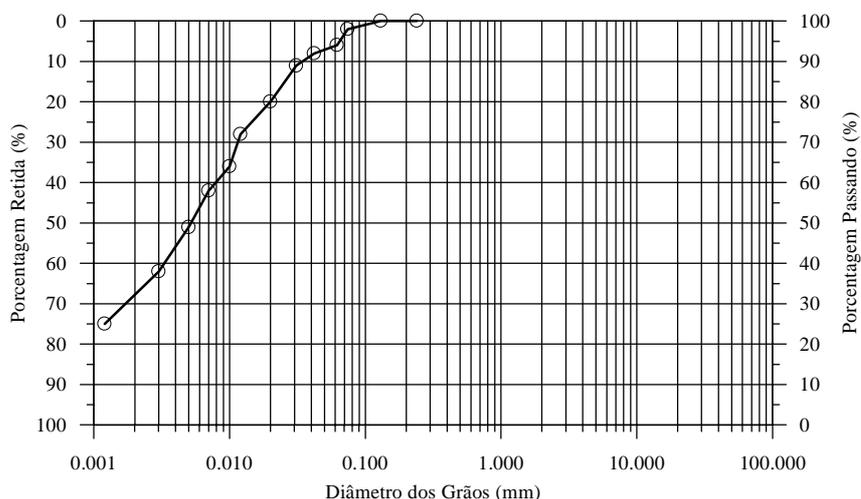


Figura 4.6 - Curva granulométrica do caulim (Feuerharmel, 2000)

Tabela 4.7 - Índices físicos do caulim (Feuerharmel, 2000)

Índices físicos	Caulim
Massa específica real dos grãos	26,3 KN/m <sup>3</sup>
Diâmetro médio, D <sub>50</sub>	0,005 mm
Limite de liquidez, LL	39 %
Limite de plasticidade, LP	34 %

#### 4.1.5 Bentonita

A bentonita utilizada nas matrizes de areia e cinza foi uma bentonita sódica comercial ativada com carbonato de sódio, comercializada na forma pulverizada. É composta por 50,42% de argila (< 0,002mm), 46,17% de silte (0,002 a 0,075mm) e 3,41% de areia fina (0,074 a 0,42mm), podendo ser classificada geotecnicamente

como uma argila, segundo a NBR 6502 (ABNT, 1995), e como CH (argila inorgânica de alta plasticidade), segundo a classificação unificada. A distribuição granulométrica, bem como seus índices físicos são mostrados na Figura 4.7 e na Tabela 4.8, a seguir:

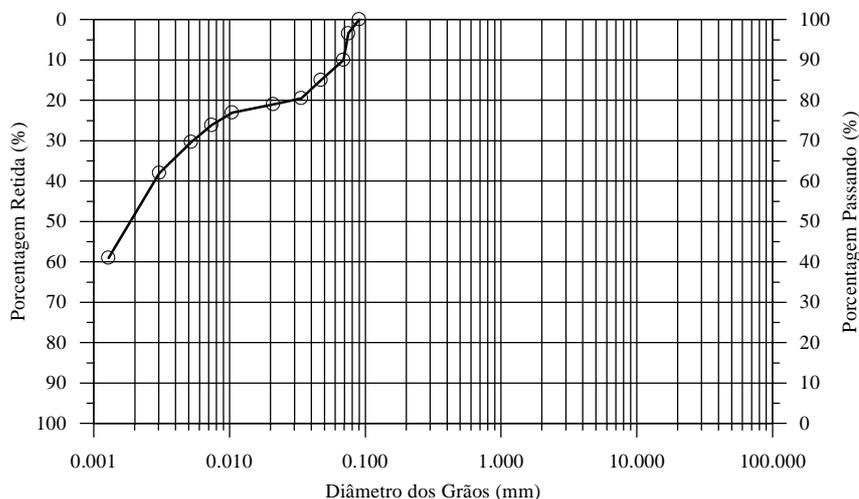


Figura 4.7 - Curva granulométrica da bentonita

Tabela 4.8 - Índices físicos da Bentonita

<b>Índices físicos</b>	<b>Bentonita</b>
Massa específica real dos grãos	30,9 KN/m <sup>3</sup>
Diâmetro médio, D <sub>50</sub>	0,0021 mm
Limite de liquidez, LL	600 %
Limite de plasticidade, LP	45 %

#### 4.1.6 Fibras

As fibras utilizadas como elemento de reforço foram fibras poliméricas de polipropileno, que estão disponíveis no mercado em forma de pequenos filamentos. Estas fibras foram escolhidas por apresentarem características uniformes e bem definidas, por serem inertes quimicamente e por estarem disponíveis em grande quantidade no comércio, o que possibilita a sua aplicação em futuros ensaios de campo ou extrapolação de resultados para projetos de engenharia.

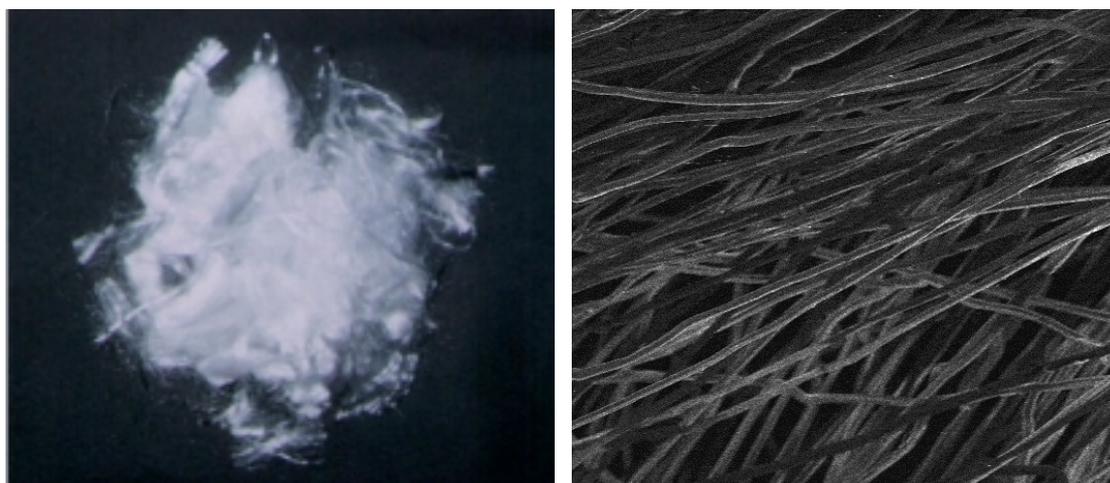
As fibras de polipropileno são produzidas pela indústria FITESA Fibras e Filamentos S/A e utilizadas principalmente na indústria têxtil.

Na indústria têxtil, a grandeza que representa a espessura dos filamentos é o título, cuja unidade é o dtex (1 dtex = 1g/10000m) ou o denier (1 denier = 1g/9000m). As fibras utilizadas na pesquisa possuem títulos de 3,3 dtex (fibras de 6, 12 e 24mm).

Na Tabela 4.9 são apresentadas as principais características das fibras utilizadas. A Figura 4.8 (a) apresenta as fibras de polipropileno de 24mm de comprimento e a Figura 4.8 (b) apresenta um detalhe das fibras de polipropileno obtido de uma imagem de microscopia eletrônica de varredura (MEV).

Tabela 4.9 - Resumo das propriedades mecânicas das fibras

<b>Propriedades mecânicas</b>	<b>Fibras 3,3 dtex</b>
Espessura ( $\mu\text{m}$ )	23
Densidade relativa	0,91
Módulo de elasticidade (GPa)	3
Resistência à tração última (MPa)	300
Deformação axial na ruptura (%)	80



(a)

(b)

Figura 4.8 - (a) Aspecto das fibras de polipropileno (b) Imagem de microscopia eletrônica das fibras (aumento de 90x)

#### **4.1.7 Água**

Água destilada foi utilizada na maioria dos ensaios realizados, exceto os ensaios de condutividade hidráulica, onde foi utilizada água proveniente da rede pública de abastecimento.

### **4.2 MÉTODOS UTILIZADOS**

A seguir serão apresentados os métodos de ensaio e demais procedimentos empregados durante o programa experimental. Para os ensaios que foram realizados baseando-se em procedimentos propostos em normas técnicas, será feita referência à mesma. No caso de modificação de algum procedimento descrito em norma ou na ausência de norma técnica referente ao assunto abordado, será realizada uma descrição mais detalhada do método adotado.

#### **4.2.1 Coleta e preparação dos materiais**

As amostras de solo e cinza pesada utilizadas nesta pesquisa, após coletadas ou adquiridas no comércio local, foram acondicionadas em baldes plásticos de 90 litros de capacidade. Na preparação, secagem e determinação da umidade higroscópica das amostras foram utilizados os procedimentos descritos na norma NBR 6457 (ABNT, 1986). Após secagem ao ar, as amostras foram acondicionadas em sacos plásticos hermeticamente fechados até o momento em que foram utilizados nos ensaios de caracterização, condutividade hidráulica e resistência.

#### 4.2.2 Preparação dos corpos de prova

A moldagem dos corpos de prova para os ensaios triaxiais e de condutividade hidráulica foi realizada em moldes bi-partidos de 50mm de diâmetro por 100mm de altura. As amostras foram compactadas estaticamente em três camadas, controlando o peso da mistura adicionada e a altura das camadas de forma a obter a densidade desejada, procurando atingir os parâmetros de compactação determinados através das curvas de compactação com energia Proctor Normal, segundo NBR 7182 (ABNT, 1986). Estas curvas foram obtidas para cada teor de bentonita. Somente os corpos de prova testados nas células de trajetória de tensão controlada (*controlled stress path cells* – Bishop & Wesley, 1975) foram confeccionados com diâmetro de 38mm e altura de 76mm.

A quantidade de fibras e/ou bentonita adicionadas à mistura foi determinada em relação à massa de solo seco da matriz. Os componentes foram adicionados em um recipiente na seguinte seqüência: solo, fibras e/ou bentonita e água. Esta seqüência foi a mais apropriada, pois permitiu a homogeneização dos componentes secos da mistura, antes de ser acrescentada a água. Os corpos de prova foram preparados um a um, ou seja: cada corpo de prova teve uma mistura de solo, fibras e/ou bentonita e água preparada separadamente. A mistura foi feita manualmente até ser obtida a homogeneização, verificada visualmente. Durante este processo todas as precauções foram tomadas no sentido de se evitar as perdas de umidade por evaporação.

Concluído o processo de moldagem, os corpos-de-prova foram pesados com precisão de 0,01 gf, medidos com precisão de 0,01 cm e logo após utilizados no ensaio de interesse.

Os critérios adotados para a aceitação dos corpos de prova em relação aos parâmetros de compactação ( $\gamma_d$  e  $\omega$ ) foram  $\pm 2\%$  e  $\pm 3\%$  de tolerância, respectivamente. Para os ensaios de condutividade hidráulica, adotou-se somente amostras no teor de umidade ótima, com  $+3\%$  de tolerância. Todos os corpos de prova moldados fora destas limitações foram descartados e substituídos.

As amostras utilizadas nos ensaios de cisalhamento torsional e *ring shear* foram moldadas de maneira semelhante à descrita acima, diferindo somente no fato de serem moldadas diretamente dentro dos anéis de confinamento da amostra, em somente uma camada. O material era colocado dentro dos anéis de confinamento e carregado axialmente com o auxílio de uma prensa manual. O controle dos parâmetros desejados era feito a partir do peso de material e da altura final da amostra.

#### **4.2.3 Ensaios de caracterização física**

Os ensaios de caracterização física foram realizados conforme os métodos e procedimentos descritos a seguir:

A densidade real dos grãos foi determinada baseando-se na norma NBR 6508 (ABNT, 1984) – Determinação da massa específica, para todas as matrizes e também para as os compósitos com 9% de bentonita.

A análise granulométrica das matrizes foi feita seguindo o procedimento proposto na NBR 7181 (ABNT, 1984) – Análise granulométrica. O agente defloculante utilizado foi uma solução de hexametáfosfato de sódio.

Os limites de Atterberg foram determinados com base nas normas NBR 6459 (ABNT, 1984) – Determinação do limite de liquidez e NBR 7180 (ABNT, 1984) – Determinação do limite de plasticidade.

#### **4.2.4 Ensaio de compactação**

Foram realizados ensaios de compactação com energia Proctor Normal segundo a NBR 7182 (ABMS, 1986) a fim de determinar os parâmetros de

compactação ( $\gamma_{dm\acute{a}x}$  e  $\omega_{\acute{o}t}$ ) das matrizes e dos materiais compósitos. Os ensaios foram realizados sem reuso de material.

#### 4.2.5 Ensaios de condutividade hidráulica

Após a instalação das amostras no permeâmetro de parede flexível (e.g. Daniel *et al*, 1984; Boynton e Daniel, 1985; Carpenter e Stephenson, 1986; Daniel e Benson, 1990; Daniel, 1994), foi estabelecida a fase de saturação dos corpos de prova, que consistiu em duas etapas: (1) aplicação de uma tensão confinante de 15 a 20 kPa para impedir o fluxo preferencial entre o corpo de prova e a membrana, e posterior percolação de água, da base para o topo do corpo de prova durante aproximadamente 24 horas ou até quando não eram mais percebidas bolhas de ar saindo da amostra. (2) Saturação por contra-pressão, que consistiu na aplicação de incrementos de tensão de 50 kPa na tensão confinante e na contra-pressão, mantendo-se a tensão efetiva constante em aproximadamente 20 kPa. Após a fase de saturação aumentava-se a tensão confinante até que a tensão efetiva atingisse o valor em que o ensaio seria conduzido, tomando-se o cuidado de esperar o tempo necessário para a amostra adensar. Ao final do adensamento, media-se a variação volumétrica do corpo de prova para que se pudesse calcular o índice de vazios da amostra depois de adensada. A garantia de saturação da amostra foi monitorada através da medição do parâmetro B (Skempton, 1954), medido nos dois últimos níveis de tensões possíveis, limitado pela contra-pressão máxima utilizada.

Todos os ensaios da segunda etapa de ensaios de condutividade hidráulica foram realizados com tensões efetivas médias de 100 kPa e com gradiente hidráulico constante de aproximadamente 10, conforme ASTM D 5084 (1990).

O gradiente hidráulico era aplicado na amostra através do incremento de tensão no topo da amostra e da diminuição, de mesma magnitude, em sua base. Tal procedimento minimiza as diferenças de tensões efetivas aplicadas ao longo da amostra. Baseando-se na medição de volume de água que entrava e que saía da amostra, através de tubos graduados conectados aos acumuladores de entrada e saída de água, estimava-se o momento em que o fluxo encontrava-se estável, e a

partir deste momento calculava-se a condutividade hidráulica, de acordo com a Lei de Darcy. Um medidor de variação volumétrica externo também era utilizado para a medição do volume de água que saía da amostra.

Considerando que a variação do volume de água dentro dos acumuladores é muito pequena e as tensões aplicadas muito altas, assumiu-se que a variação na carga hidráulica era desprezível. Como resultado, o teste foi considerado como um teste de carga constante.

Os ensaios de condutividade hidráulica realizados nas amostras com 0 e 20% de deformação axial foram realizados adaptando-se os acumuladores de entrada e saída d'água na câmara triaxial onde a amostra seria cisalhada. Todas as etapas de percolação de água, saturação por contra-pressão e adensamento foram realizadas de maneira idêntica ao descrito acima. As leituras eram feitas logo após o adensamento, antes da amostra ser cisalhada e também após completado o ensaio, quando a amostra atingia deformações axiais da ordem de 20%.

#### **4.2.6 Ensaio triaxiais**

Os procedimentos gerais adotados na preparação e execução dos ensaios triaxiais seguiram os princípios descritos por Bishop e Henkel (1962), Head (1980) e pelos procedimentos de ensaios já consolidados pelo Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS. As fases de montagem, percolação, saturação e adensamento das amostras foram feitas exatamente da mesma forma que foi descrita para os ensaios de condutividade hidráulica.

Incrementos isotrópicos de tensão na fase de saturação foram feitos até que a contra-pressão atingisse um valor mínimo de 300kPa, para assegurar a dissolução completa das bolhas de ar e a saturação das amostras. A partir daí, aplicava-se a tensão confinante conforme a tensão efetiva média inicial desejada e procedia-se à fase de adensamento da amostra, medindo sempre a sua variação volumétrica para que fosse possível calcular o índice de vazios após o adensamento. Foram adotadas tensões efetivas de 20, 60, 100, 200, 400, 500 e 4500 kPa, conforme as matrizes

escolhidas. A velocidade de carregamento adotada para a fase de cisalhamento foi de 0,0173mm/min, que assegurava às amostras uma boa condição de drenagem, monitorada durante todo o ensaio através da medição da poro-pressão na base do corpo de prova. Somente para os ensaios realizados com o caulim, a velocidade de carregamento adotada foi de 0,006mm, para que não houvesse geração de poro-pressão na base do corpo de prova. Todos os ensaios CID foram executados com drenagem simples.

Os ensaios triaxiais foram executados em diferentes equipamentos, dependendo do tipo de variável a ser investigada (nível de tensões, trajetória de tensões, etc.), que serão descritos com detalhes no item 4.3.2.

Os ensaios de compressão axial (CID e CIU) a baixos níveis de tensões (20 a 400) foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS, em um equipamento triaxial descrito por Carraro (1997). Para os ensaios de compressão isotrópica e de compressão axial até altos níveis de tensões (5MPa), realizados no LMS do Imperial College, foi utilizado um equipamento triaxial capaz de aplicar tensões de até 8MPa, descrito por Taylor e Coop (1990). Os ensaios CID de descompressão lateral, os ensaios com  $p'$  constante e os ensaios CID e CIU de compressão axial com tensão efetiva média inicial de 20 a 500kPa foram também realizados no LMS do Imperial College, em células de trajetória de tensão controlada (*controlled stress path cells* – Bishop & Wesley, 1975).

No cálculo da tensão desvio, foram aplicadas correções de área e membrana, seguindo a abordagem proposta por La Rochele *et al* (1988).

#### **4.2.7 Ensaio com *bender elements***

A técnica de ensaios com *bender elements* foi desenvolvida por Shirley e Hampton (1977)<sup>3</sup>. Trata-se de um método simples utilizado para a obtenção do módulo cisalhante elástico de um solo a deformações muito pequenas, uma vez que

---

<sup>3</sup> SHIRLEY, D.L.; HAMPTON, L.D. Shear-wave measurements in laboratory sediments. **Journal of Acoustics Society of America**, v.63, n.2, p.607-613, 1997, citados por Jovicic e Coop (1998).

a máxima deformação cisalhante produzida em um ensaio com *bender elements* foi estimada por Dyvik e Madshus (1985) como sendo menor que  $10^{-5}$ . Desta forma, o módulo cisalhante estimado é  $G_0$ , relevante a deformações muito pequenas.

O sistema de *bender elements* pode ser instalado na maioria dos equipamentos de laboratório, mas mostra-se particularmente versátil quando usado em um equipamento triaxial, como descrito por Dyvik e Madshus (1985). Tratam-se de transdutores eletro-mecânicos piezoelétricos que são instalados no cabeçote superior da amostra e no pedestal do equipamento triaxial e que projetam-se para dentro da amostra em aproximadamente 4mm. O transdutor instalado no cabeçote superior, ou o transmissor, é excitado através da aplicação de uma voltagem, causando no mesmo uma vibração normal à face do cabeçote, enviando a onda através da amostra. A chegada da onda na outra extremidade da amostra é captada por outro transdutor, que funciona como o receptor. Quando a onda cisalhante atravessa a amostra, o receptor é movido mecanicamente e gera uma pequena voltagem que é mostrada em um osciloscópio digital, juntamente com o sinal transmitido. O tempo entre a transmissão e a recepção da onda é o tempo de viagem da mesma, com o qual pode-se calcular a velocidade da onda cisalhante  $V_s$ , e por sua vez, o módulo cisalhante elástico através da equação:

$$G_0 = \rho V_s^2 = \rho \left( \frac{L}{t} \right)^2 \quad (4.1)$$

Onde  $\rho$  é a massa específica do solo,  $L$  é a distância entre os transdutores e  $t$  é o tempo de viagem da onda.

Uma das vantagens deste tipo de teste é que trata-se de um ensaio não destrutivo, que permite qualquer número de medições de  $G$  durante o carregamento isotrópico.

Os ensaios com *bender elements* descritos no programa experimental foram todos realizados no LMS do Imperial College no equipamento triaxial capaz de aplicar tensões de até 8MPa, descrito por Taylor e Coop (1990). As amostras de

SRAB e cinza de fundo, com e sem fibras de 24mm foram consolidadas isotropicamente, e durante este carregamento foram feitas as leituras com os *bender elements*. Em todas as amostras testadas fez-se necessária a abertura prévia de um sulco na base e no topo da amostra, onde os transdutores foram instalados com o auxílio de uma pasta úmida feita com o mesmo material da amostra com o objetivo de melhorar a interação entre o transdutor e a amostra, e por sua vez, a acurácia das leituras.

Os procedimentos para a realização dos testes e métodos de interpretação foram baseados em Jovicic *et al* (1996).

#### **4.2.8 Ensaios de cisalhamento torsional e *ring shear***

Os procedimentos gerais adotados na preparação e execução dos ensaios seguiram os princípios descritos por Bishop *et al* (1971). Os materiais, após serem homogeneizados, eram pesados e compactados dentro dos anéis de confinamento da amostra com o auxílio do cabeçote de carga anelar superior. A compactação era feita de forma estática, simplesmente aplicando uma carga vertical até que a amostra atingisse a altura desejada (aproximadamente 19mm). Logo após, o conjunto de peças contendo a amostra era parafusado na base rotativa, o braço de torque era alinhado por meio de parafusos e a barra contendo o anel de carga e o sistema de levantamento do anel superior era conectado à amostra.

O levantamento do anel superior, ou a abertura do espaço entre os anéis de confinamento, era monitorado por um relógio comparador conectado à base do aparelho e por um anel de carga, responsável pela medição do atrito lateral. A amostra era então inundada, e após 24 horas era carregada axialmente. Esperava-se tempo suficiente para que as deformações causadas pelo adensamento da amostra fossem desprezíveis. Logo após a estabilização das deformações, retiravam-se os parafusos que uniam os anéis de confinamento e aplicava-se uma rotação mínima, suficiente para que o braço de torque tocasse as células de carga fixadas em uma barra rígida conectada à base do equipamento.

Após estes procedimentos, o espaço entre os anéis de confinamento era aberto (0,30 a 0,35mm) e a amostra era cisalhada com uma velocidade média de 0,17mm/min, até deslocamentos horizontais da ordem de 240mm.

Os ensaios de cisalhamento torsional são os mesmos ensaios *ring shear*, porém para deslocamentos horizontais pequenos, ou antes da formação do plano de cisalhamento. Desta forma, na mesma amostra foram realizados dois ensaios: o de cisalhamento torsional até aproximadamente 60mm, e o *ring shear*, até deslocamentos horizontais maiores. Esta nomenclatura foi adotada para diferenciar o enfoque dado nos dois ensaios: o de cisalhamento torsional, onde não há a formação de um plano de cisalhamento definido, e o ensaio *ring shear*, onde busca-se identificar a resistência ao cisalhamento do material segundo um plano bem definido de deslizamentos.

#### **4.2.9 Fotomicrografia**

O estudo fotomicrográfico das misturas foi realizado através da análise de lâminas delgadas impregnadas com resina, em microscópio óptico de luz transmitida. Algumas amostras foram impregnadas também com corante, a fim de facilitar a observação dos vazios do material, uma vez que o corante aparece nas lâminas preenchendo estes espaços vazios. A lâmina delgada foi confeccionada do corte da amostra impregnada em placas, que são coladas em lâmina de vidro e levadas a rebaixamento até atingir a espessura de observação necessária para este método.

A análise fotomicrográfica das cinzas foi realizada em amostras confeccionadas de duas maneiras diferentes:

a) em amostras de cinza de fundo e areia que foram retiradas de corpos de prova após a realização dos ensaios de condutividade hidráulica e impregnadas sem corante. Foram analisadas misturas de areia e cinza de fundo com 0 e 18% de bentonita;

b) em amostras impregnadas com resina e corante, somente para a cinza de fundo. Estas amostras foram feitas a partir da separação das frações fina, média e grossa da cinza por peneiramento, para uma melhor visualização da morfologia dos grãos. Após a separação por faixa granulométrica (Tabela 4.10), os corpos de prova foram moldados e impregnados.

Este estudo foi realizado no Instituto de Geociências da UFRGS, com o auxílio do Professor Juan Antônio Altamirano Flores.

Tabela 4.10 – Intervalos granulométricos das amostras analisadas no microscópio

Cinza de fundo	Fração fina (passante na # 100 e retido na # 200)	0,075 a 0,15 mm
	Fração média (passante na # 40 e retido na # 60)	0,25 a 0,425 mm
	Fração grossa (passante na # 10 e retido na # 20)	0,85 a 2,0mm

### 4.3 EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

#### 4.3.1 Permeâmetro de parede flexível

O permeâmetro de parede flexível foi projetado com o propósito de servir para todos os tipos de materiais, desde materiais granulares até materiais com baixíssima condutividade hidráulica. Baseando-se na experiência relatada por vários autores (Daniel *et al*, 1984; Boynton e Daniel, 1985; Carpenter e Stephenson, 1986; Daniel, 1994), procedeu-se ao projeto do permeâmetro cujas características serão descritas a seguir:

O sistema hidráulico é composto por três células de pressão denominadas de acumuladores, onde a pressão é aplicada através de ar comprimido diretamente

sobre a água. O movimento da interface ar/líquido é monitorado para medir o fluxo nos acumuladores conectados ao topo e à base do corpo de prova. O monitoramento do fluxo é feito de duas maneiras: (1) através de tubos graduados que mostram o nível do líquido dentro dos acumuladores e (2) através de um medidor de variação volumétrica tipo Imperial College. Os acumuladores foram fabricados em aço inox no intuito de posteriormente poderem ser utilizados para líquidos corrosivos. A Figura 4.9 mostra um detalhe do acumulador utilizado.

A Figura 4.10 apresenta esquema simplificado do permeâmetro, mostrando o sistema de aplicação de pressão composto pelos acumuladores e o sistema de medição de fluxo, composto pelos tubos graduados e pelo medidor de variação volumétrica. A Figura 4.11 apresenta uma visão geral do equipamento em funcionamento.

A medição das pressões foi feita através de um transdutor de pressão da marca ASHCROFT, com capacidade de 10kPa e a aquisição de dados através de um conversor analógico/digital da Helwett Packard e um microcomputador PC/AT 386, similares aos utilizados para os ensaios triaxiais na UFRGS.

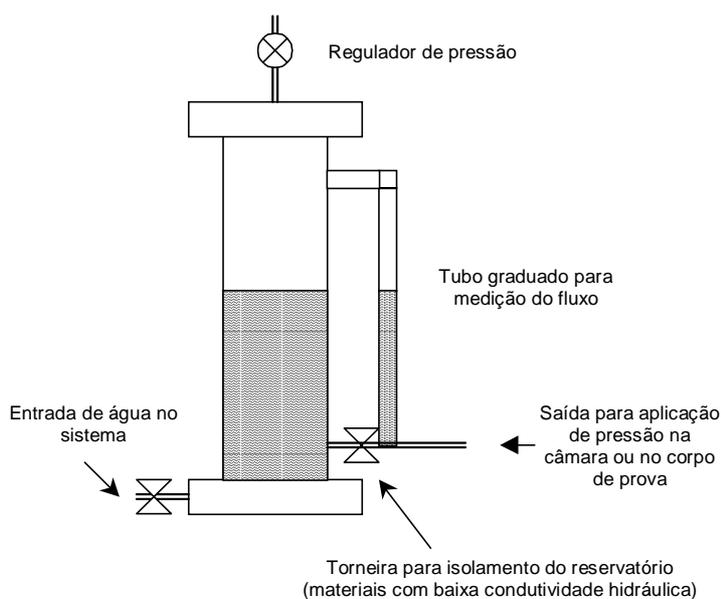


Figura 4.9 – Detalhe do acumulador

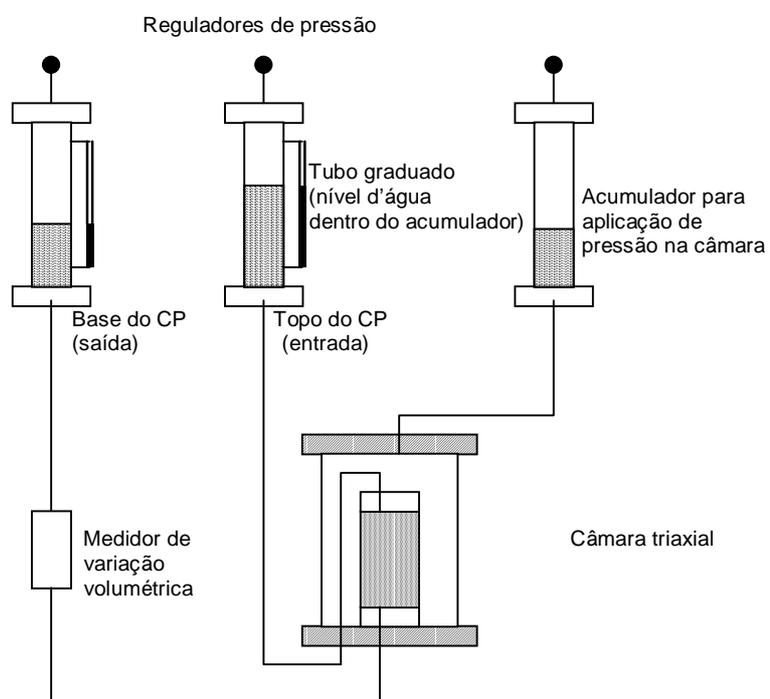


Figura 4.10 – Esquema do permeâmetro

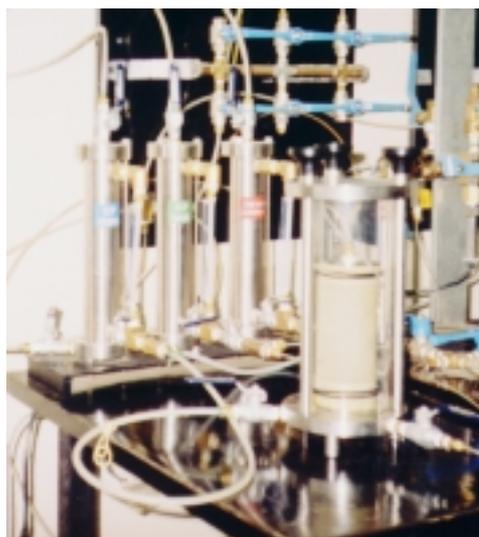


Figura 4.11 – Visão geral do permeâmetro - câmara triaxial e acumuladores

### 4.3.2 Equipamentos triaxiais

#### 4.3.2.1 Equipamento triaxial da UFRGS

O equipamento triaxial utilizado no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS, descrito por Carraro (1997), possui as seguintes características: prensa e câmara triaxial Wikeham Farrance, sistema de aplicação de pressão composto de células de pressão com interface ar/água, aquisição de dados feita por um conversor analógico/digital (data-logger) da Hewlett Packard e um microcomputador PC/AT 386. Para a medição externa da variação volumétrica do corpo de prova utilizou-se um transdutor tipo Imperial College

A força axial foi medida com uma célula de carga da marca Kratos, com carga nominal de 5kN, situada externamente à câmara triaxial. A leitura das pressões foi feita com transdutor de pressão com capacidade máxima de 700kPa. As medidas internas de deformação axial e radial foram feitas por meio de sensores de efeito Hall (Clayton e Khatrush, 1986; Clayton *et al*, 1989), e as medidas externas, através de um transdutor de deslocamento linear.

#### 4.3.2.2 Equipamento triaxial com capacidade de aplicação de altas tensões confinantes – *Imperial College*

Este equipamento, descrito por Coop (1990), é composto de uma câmara triaxial capaz de suportar altas tensões. Para conectar o cabeçote superior da amostra diretamente com a célula de carga axial interna, utilizou-se um cabeçote de sucção (Atkinson e Evans, 1985<sup>4</sup>). As deformações axiais foram medidas externamente por um LVDT e as deformações axiais e radiais internas por um

---

<sup>4</sup> ATKINSON, J.H.; EVANS, J.S. Discussions on The measurements of soil stiffness in the triaxial apparatus, by Jardine, R.J.; Symes, N.J.; Burland, J.B. **Géotechnique**, v.35, n.3, p. 378-382, citados por COOP, 1990.

sistema de mini LVDTs. Para a medição das variações volumétricas externas utilizou-se um medidor de variação volumétrica tipo Imperial College. Para prevenir vazamentos ocasionados pelo puncionamento da membrana devido à alta pressão, utilizou-se uma membrana comum de látex, sobreposta por uma membrana de neoprene. Todo o sistema, totalmente automatizado, tem capacidade de realizar testes com tensões controladas e com taxas de deformação controlada.

#### 4.3.2.3 Equipamento triaxial com controle de trajetória de tensão - *Imperial College*

As células de trajetória de tensão controlada, ou *controlled stress path cells* (Bishop e Wesley, 1975), são equipamentos totalmente operados pela aplicação de pressão em interfaces ar/água. São similares aos equipamentos triaxiais convencionais, com a diferença que o sistema de aplicação de carga axial é feito através de um Bellofram situado abaixo do pedestal, que se move para cima fazendo com que a amostra entre em contato com uma célula de carga interna na parte superior da câmara, que por sua vez mede a carga aplicada. Então, a carga axial é aplicada aumentando-se a pressão na interface situada sob o pedestal. É, portanto, uma célula autoportante que não requer a utilização de uma prensa para a aplicação de cargas. Uma visão esquemática do equipamento pode ser observada na Figura 4.12.

Neste equipamento também utilizou-se o cabeçote de sucção para garantir o alinhamento da amostra e prevenir erros, principalmente no início da fase de cisalhamento. As deformações axiais externas foram medidas por um LVDT e as deformações axiais internas por inclinômetros (Burland e Symes, 1982), que são níveis líquidos compostos por um eletrólito selado em uma cápsula de vidro, que inclinam-se conforme a amostra é cisalhada. As deformações volumétricas externas foram medidas por um medidor de variação volumétrica tipo *Imperial College*.

As células de trajetória de tensão controlada também podem realizar testes de tensão controlada e taxa de deformação controlada, com as mais variadas trajetórias de tensão. São totalmente automatizadas e controladas pelo software

TRIAX, desenvolvido na Universidade de Durham – UK. Atualmente, são produzidas e comercializadas pelo Imperial College para vários países.

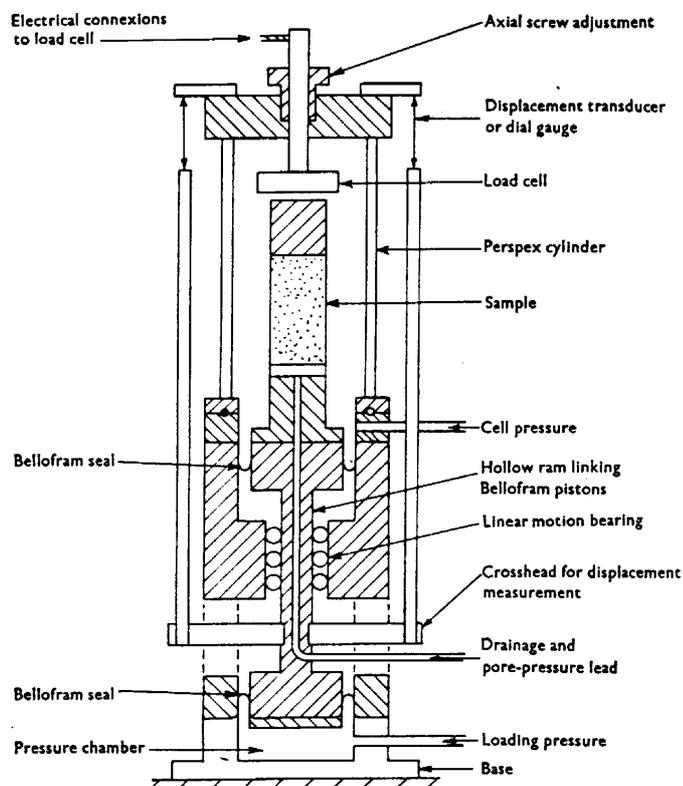


Figura 4.12 – Visão esquemática da célula de trajetória de tensão controlada (Bishop e Wesley, 1975)

#### 4.3.2.4 Equipamento *ring shear* - Imperial College

O equipamento *ring shear* utilizado nesta pesquisa foi o descrito por Bishop *et al*, 1971). Neste equipamento, a amostra possui 152mm de diâmetro externo, 102mm de diâmetro interno e altura inicial de 19mm, que pode ser submetida a uma tensão normal máxima de 980kPa e a uma tensão cisalhante máxima de 460kPa. A base do equipamento possui duas colunas rígidas de aço que dão reação ao braço de torque e também suportam a barra horizontal que carrega o mecanismo de levantamento do anel de confinamento superior. O anel de confinamento inferior é

fixado à base, que gira com o auxílio de um motor elétrico que possui uma unidade de engrenagens de velocidade variável. O sistema de aplicação de carga vertical é montado dentro da base, abaixo da amostra. O esquema geral do equipamento pode ser visualizado na Figura 4.13.

Este equipamento possui duas células de carga para a medição do torque, dois LVDTs para a medição da inclinação da amostra durante o cisalhamento e um anel dinamométrico para a medição do atrito lateral. A abertura dos anéis de confinamento da amostra e o ângulo de rotação da amostra são as únicas grandezas lidas diretamente no equipamento, através de um relógio comparador e um “paquímetro” que mede deslocamentos angulares.

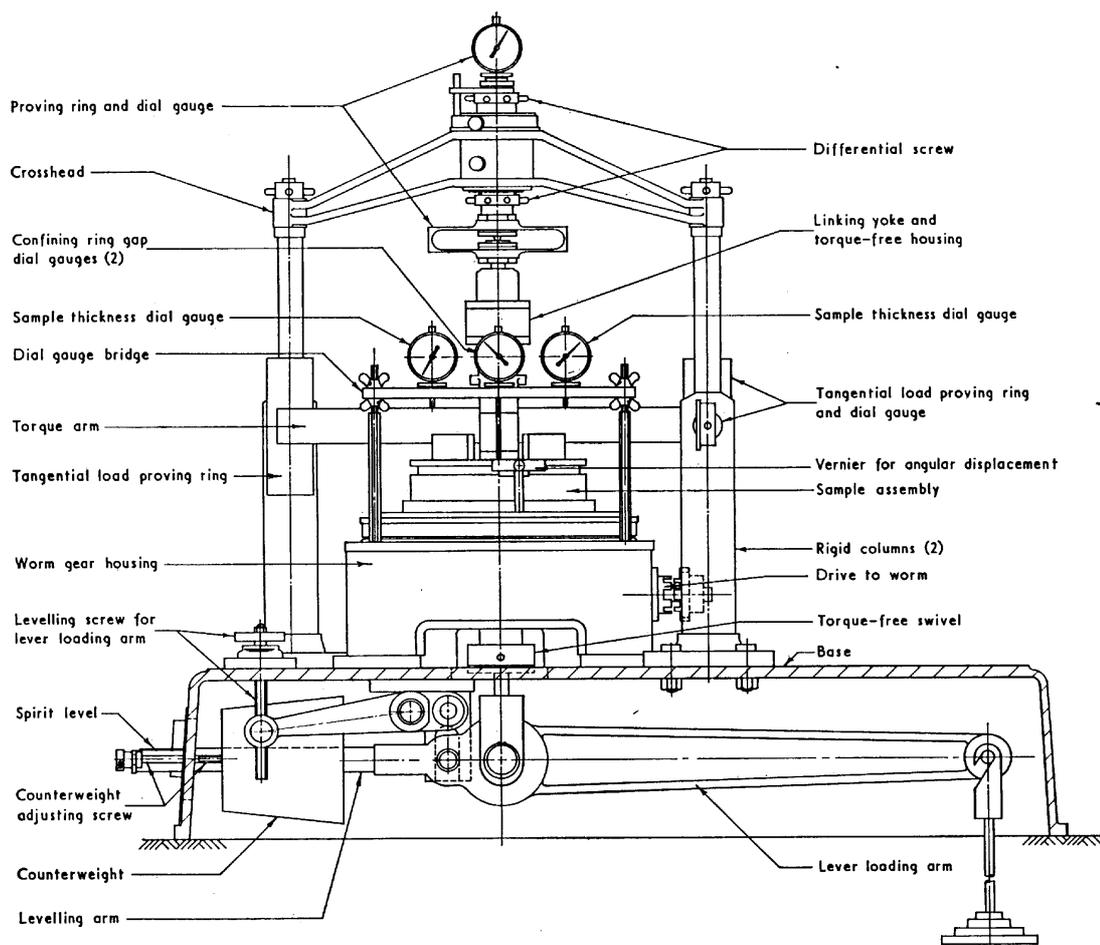


Figura 4.13 – Visão esquemática do equipamento *ring shear* (Bishop *et al*, 1971)

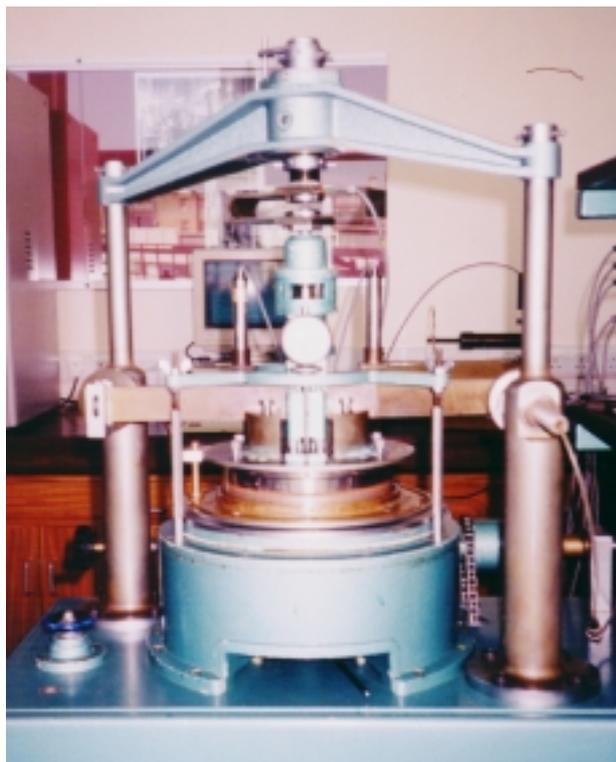


Figura 4.14 – Visão geral do equipamento *ring shear* (Bishop *et al*, 1971)

## **CAPÍTULO 5**

### **RESULTADOS E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DOS MATERIAIS**

Nos itens seguintes são apresentados, em primeira instância, os resultados e análise dos ensaios preliminares de caracterização. Estes ensaios são de fundamental importância na avaliação do comportamento hidráulico dos materiais, que será apresentado logo após.

#### **5.1 ENSAIOS PRELIMINARES DE CARACTERIZAÇÃO**

##### **5.1.1 Caracterização Física dos Materiais**

Nesta fase inicial do programa experimental, além da caracterização física apresentada no capítulo anterior, foram realizados ensaios de massa específica real dos grãos para as matrizes e para os materiais compósitos. Estes ensaios complementares foram realizados para que fosse possível um cálculo mais preciso do índice de vazios inicial das amostras. Considerou-se que estes ensaios seriam de grande importância, tanto na avaliação da condutividade hidráulica quanto na análise do comportamento dos materiais baseando-se na Teoria do Estado Crítico.

Observou-se um aumento progressivo no valor da massa específica real dos grãos com o aumento do teor de bentonita. Os resultados de massa específica real dos grãos para as matrizes e para os materiais compósitos estão apresentados a seguir, na Tabela 5.1:

Tabela 5.1 – Massa específica real dos grãos das matrizes e misturas

Teor de bentonita	Massa específica real dos grãos (KN/m <sup>3</sup> )				
	SRAB	Cinza de fundo	Areia	Caulim	Bentonita
0%	26,5	23,0	26,3	26,3	30,9
3%	-	23,1	-	-	-
6%	-	23,1	-	-	-
9%	26,7	23,4	26,7	26,5	-
18%	-	23,5	-	-	-

### 5.1.2 Ensaios de Compactação

Os resultados dos ensaios de compactação permitiram investigar a influência da adição de fibras e bentonita nos parâmetros de compactação das matrizes estudadas.

As Figuras 5.1 a 5.4 apresentam as curvas de compactação obtidas para as matrizes de SRAB, SRAB com 0,5% de fibras e SRAB com 9% de bentonita; para a cinza de fundo com 0, 3, 6, 9 e 18% de bentonita; para a areia com 9% de bentonita e para o caulim, caulim com 9% de bentonita e caulim com 0,5% de fibras.

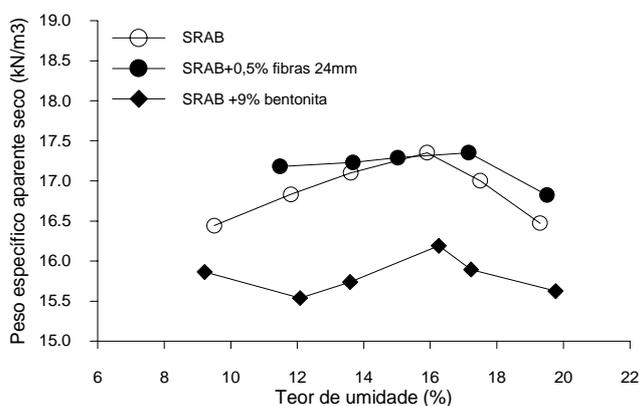


Figura 5.1 – Curvas de compactação do SRAB

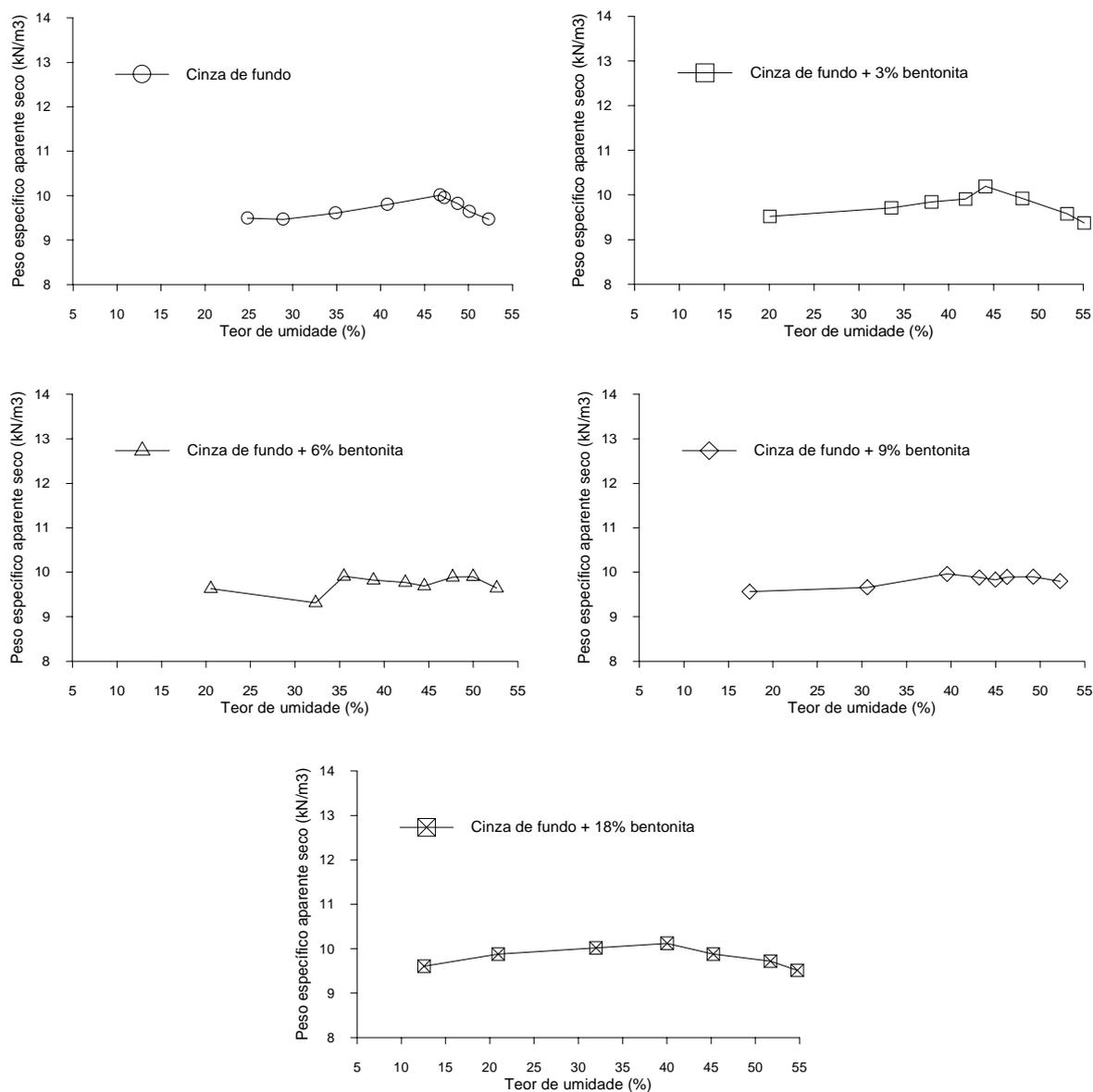


Figura 5.2 – Curvas de compactação da cinza de fundo

As cinzas em geral possuem um teor de umidade ótima muito alto e um pico de densidade máxima pouco pronunciado, o que dificulta, em alguns casos, a determinação dos parâmetros de compactação. Esta característica provavelmente é a responsável pela ausência da diminuição nos parâmetros de compactação da cinza de fundo.

Devido à inexistência de variação nos parâmetros de compactação com a introdução da fibra, adotaram-se os mesmos parâmetros encontrados para os materiais sem fibra. A Tabela 5.2 resume os parâmetros de compactação adotados

na confecção dos corpos de prova para as próximas etapas do programa de ensaios.

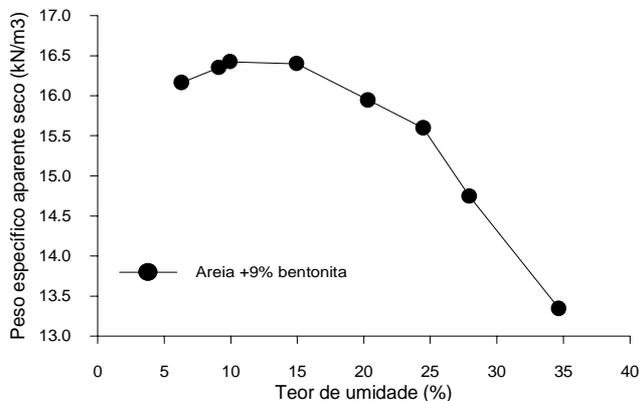


Figura 5.3 – Curva de compactação da areia com 9% de bentonita

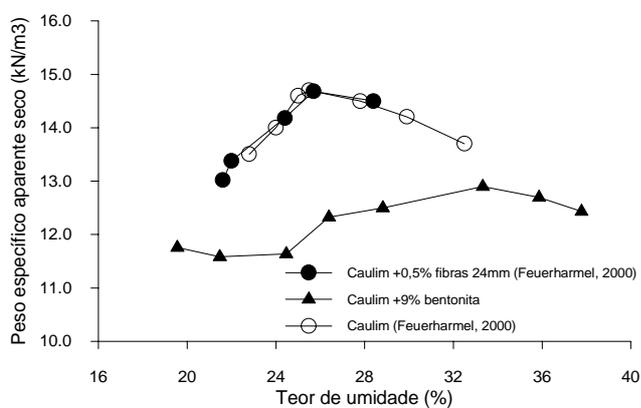


Figura 5.4 – Curvas de compactação do caulim

Em linhas gerais percebe-se que a inclusão de fibras não causou alterações significativas nos parâmetros ótimos de compactação, em todas as matrizes estudadas, corroborando os trabalhos relatados na literatura (e.g. Maher e Ho, 1994; Bueno *et al*, 1996; Ulbrich, 1997; Consoli *et al*, 1999; Casagrande, 2001). Em contrapartida, a adição de bentonita reduziu o pico de densidade máxima em quase todos os casos, exceto para a cinza de fundo.

Tabela 5.2 – Parâmetros de compactação adotados na execução do programa experimental

Matrizes	Parâmetros de compactação		Matrizes com 9% de bentonita	Parâmetros de compactação	
	$\omega_{ót}$ (%)	$\gamma_{d\ máx}$ (kN/m <sup>3</sup> )		$\omega_{ót}$ (%)	$\gamma_{d\ máx}$ (kN/m <sup>3</sup> )
SRAB	16,2	17,4	SRAB	16,2	16,2
Cinza de fundo	44,0	10,0	Cinza de fundo	44,0	9,8
Areia	10,0*	15,9*	Areia	12,5	16,4
Caulim	25,0	14,7	Caulim	33,5	13,0

\*Parâmetros de compactação da areia:  $\omega=10\%$  e peso específico aparente seco equivalente a uma  $D_r \cong 70\%$

## 5.2 ESTUDO DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DOS MATERIAIS

### 5.2.1 Condutividade hidráulica

Os resultados dos ensaios preliminares de condutividade hidráulica realizados para a cinza de fundo e para a areia serão apresentados a seguir. Estes ensaios, que representam a primeira fase dos ensaios de condutividade hidráulica, avaliaram a influência do gradiente hidráulico imposto na amostra, a influência do teor de bentonita, a influência da introdução de fibras, e por último, a influência do teor de umidade de compactação da amostra. Os resultados estão mostrados na Tabela 5.3 e nas Figuras 5.5 a 5.9.

Na primeira etapa de ensaios existem ainda os ensaios de condutividade hidráulica realizados para a cinza fundo durante os ensaios triaxiais, para deformações axiais de 0 e 20%, que estão apresentados na Tabela 5.4 e na Figura 5.10. Estes ensaios foram realizados para que fosse possível inferir sobre o aumento ou não da condutividade hidráulica dos compósitos após um certo nível de deformação.

Tabela 5.3 – Resultados da fase preliminar dos ensaios de condutividade hidráulica

Material	Gradiente hidráulico	Teor de umidade (%)	Índice de vazios	k (m/s)
Cinza de fundo	20	42,03	1,18	$1,90 \cdot 10^{-6}$
Cinza de fundo	20	43,13	1,35	$2,37 \cdot 10^{-6}$
Cinza de fundo	20	39,86	1,3	$2,06 \cdot 10^{-6}$
Cinza de fundo	20	29,99	1,36	$1,94 \cdot 10^{-6}$
Cinza de fundo	20	44,13	1,31	$1,78 \cdot 10^{-6}$
Cinza+3% bentonita	5	41,11	1,31	$8,70 \cdot 10^{-7}$
Cinza+3% bentonita	5	46,94	1,33	$1,68 \cdot 10^{-6}$
Cinza+3% bentonita	20	39,81	1,28	$1,16 \cdot 10^{-6}$
Cinza+6% bentonita	5	35,14	1,25	$4,47 \cdot 10^{-7}$
Cinza+6% bentonita	5	45,95	1,29	$5,35 \cdot 10^{-7}$
Cinza+6% bentonita	10	38,46	1,28	$7,34 \cdot 10^{-7}$
Cinza+6% bentonita	10	35,14	1,25	$6,47 \cdot 10^{-7}$
Cinza+9% bentonita	5	44,16	1,39	$3,06 \cdot 10^{-7}$
Cinza+18% bentonita	10	38,53	1,33	$1,39 \cdot 10^{-7}$
Cinza+fibras	20	40,42	1,32	$1,04 \cdot 10^{-6}$
Cinza+fibras	20	45,10	1,37	$2,70 \cdot 10^{-6}$
Cinza+fibras	20	29,33	1,46	$4,46 \cdot 10^{-6}$
Areia	5	9,88	0,76	$3,17 \cdot 10^{-5}$
Areia+18% bentonita	20	34,53	0,95	$5,15 \cdot 10^{-10}$

A realização dos ensaios preliminares apresentados na Tabela 5.3 nos permitiu observar que a variação do gradiente hidráulico não exerceu uma influência significativa nos valores de condutividade hidráulica para as misturas de cinza pesada com 3 e 6% de bentonita, nos níveis de pressão utilizados neste trabalho.

Segundo a norma ASTM D 5084 (ASTM, 1990), quando possível, o gradiente hidráulico utilizado na medição da condutividade hidráulica deve ser semelhante àquele que espera-se que ocorra em campo. Gradientes hidráulicos entre 1 e 5 cobrem a maioria das condições de campo, mas tornam-se difíceis de reproduzir em laboratório e conduzem a testes de longa duração. Por este motivo, foi adotado para os ensaios subseqüentes um gradiente hidráulico igual a 10, que segundo a norma, pode ser aplicado em amostras com condutividade hidráulica de até  $1 \times 10^{-8}$  m/s. Gradientes maiores poderiam consolidar o material, lixiviar partículas para fora da amostra ou fazer com que as partículas menores ficassem retidas na porção final da amostra, colmatando os poros por onde a água deveria sair.

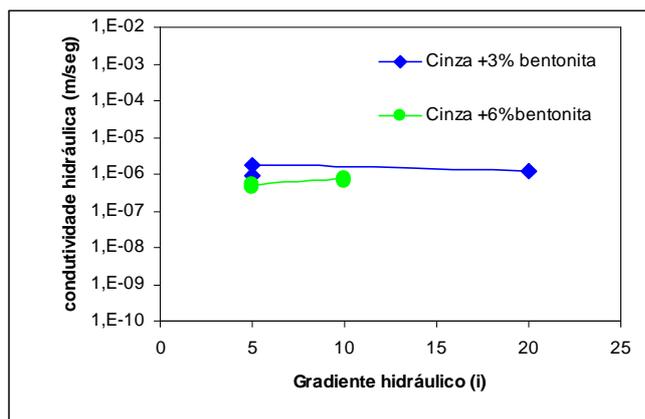


Figura 5.5 – Influência do gradiente hidráulico na condutividade hidráulica da cinza de fundo com 3 e 6% de bentonita

O efeito do teor de bentonita está ilustrado na Figura 5.7. Para a cinza de fundo, a adição de bentonita não alterou significativamente o resultado da condutividade hidráulica das misturas, reduzida em somente uma ordem de magnitude (de  $1,78 \times 10^{-6}$  m/s para  $1,39 \times 10^{-7}$  m/s). Tal fato nos leva a concluir que, mesmo adicionando uma grande quantidade de argila expansiva (18%), os vazios formados pelos grãos porosos e angulosos da cinza não são preenchidos, resultando em um material ainda muito permeável. Por outro lado, a adição de bentonita na areia resultou em uma redução significativa da condutividade hidráulica, de  $3,17 \times 10^{-5}$  m/s para  $5,15 \times 10^{-10}$  m/s, minimizando o resultado em cinco ordens de magnitude.

Analisando os resultados da areia e comparando-os com os resultados das cinzas, pode-se observar que talvez o fator preponderante para o comportamento diferenciado destes materiais seja a morfologia dos grãos da matriz, uma vez que a bentonita quando misturada na areia, que possui grãos pouco angulares e sem porosidade interna, mostrou ser capaz de reduzir com grande eficiência a condutividade hidráulica das misturas.

A rugosidade superficial das partículas, observada em microscópio eletrônico de varredura (MEV) provavelmente contribui de forma significativa para a dificuldade de impermeabilização da cinza, mostrada na Figura 5.6.

Segundo Thomé (1999), mesmo misturas contendo materiais siltosos como a cinza de fundo e o SRAB podem apresentar valores de condutividade hidráulica

menores que  $10^{-9}$  m/s, desde que adicionadas de um material estabilizante e curadas apropriadamente.

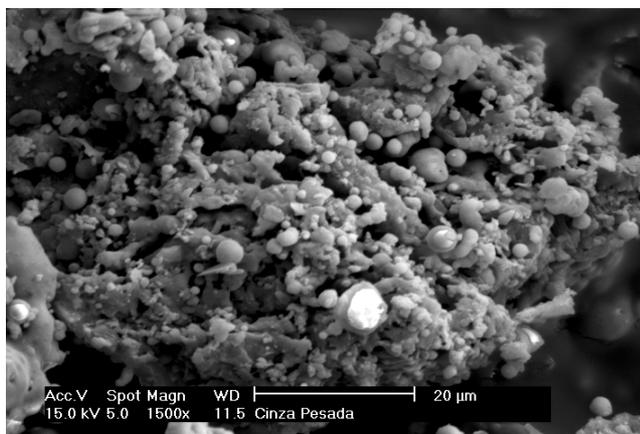


Figura 5.6 – Fotomicrografia da cinza pesada (Thomé, 1999)

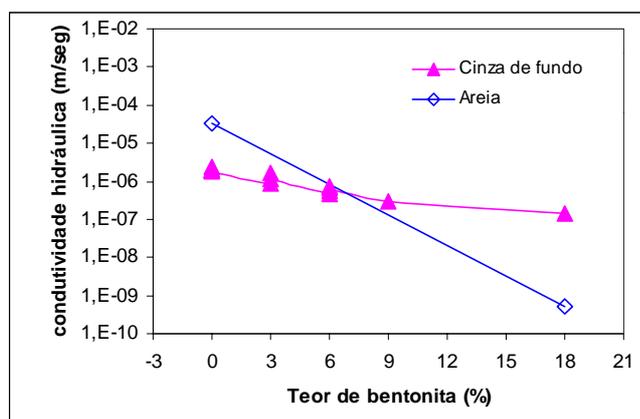


Figura 5.7 – Influência do teor de bentonita na condutividade hidráulica da cinza de fundo e da areia

A seguir, as Figuras 5.8 e 5.9 ilustram a influência dos parâmetros de compactação e do teor de bentonita na condutividade hidráulica da cinza pesada.

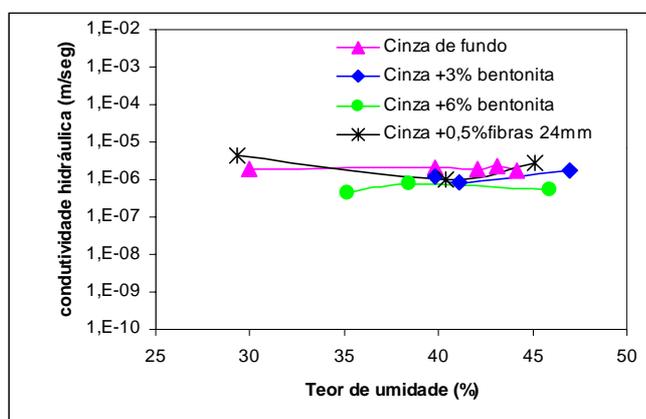


Figura 5.8 – Influência do teor de umidade na condutividade hidráulica da cinza de fundo

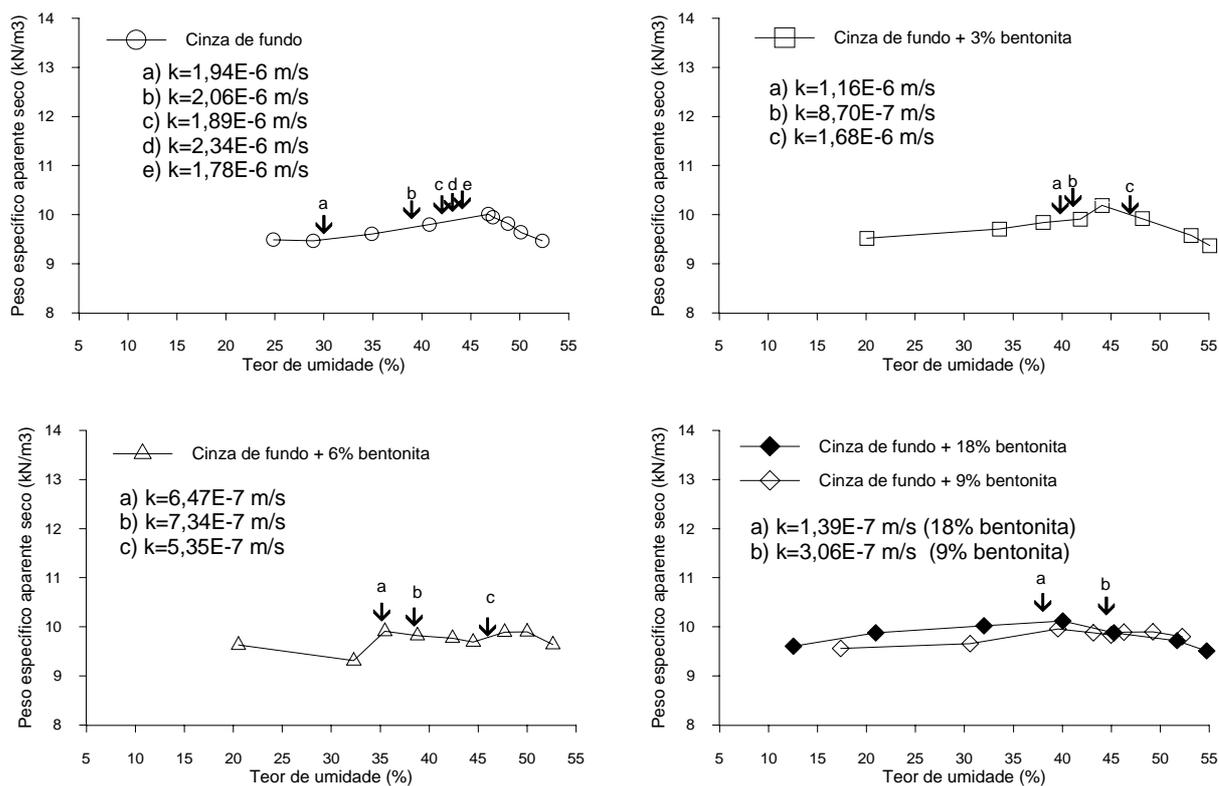


Figura 5.9 - Condutividade hidráulica das misturas de cinza de fundo e bentonita para vários teores de umidade

A observação das Figura 5.8 e 5.9 nos leva a concluir que os parâmetros de compactação não exerceram influência significativa nos resultados de condutividade hidráulica para as misturas contendo cinzas de fundo.

Estes resultados devem-se a dois fatores: a alta condutividade hidráulica intrínseca dos grãos de cinza, que sobrepõe-se ao efeito da umidade de compactação e também provavelmente à ausência da formação de estruturas diferenciadas nos ramos seco e úmido da curva de compactação, uma vez que para as cinzas existe uma grande dificuldade de determinação dos parâmetros ótimos ( $\omega_{ót}$ ,  $\gamma_{dmáx}$ ) e um pico de densidade máxima pouco pronunciado.

Resultados de ensaios de condutividade hidráulica na cinza de fundo, cinza de fundo com 3, 6, 9 e 18% de bentonita e cinza pesada com 0,5% de fibras 24mm estão apresentados na Figura 5.10 e na Tabela 5.4. Estes ensaios foram realizados durante os ensaios triaxiais, antes e depois de cisalhar as amostras, com o objetivo de avaliar a condutividade hidráulica das amostras após grandes deformações.

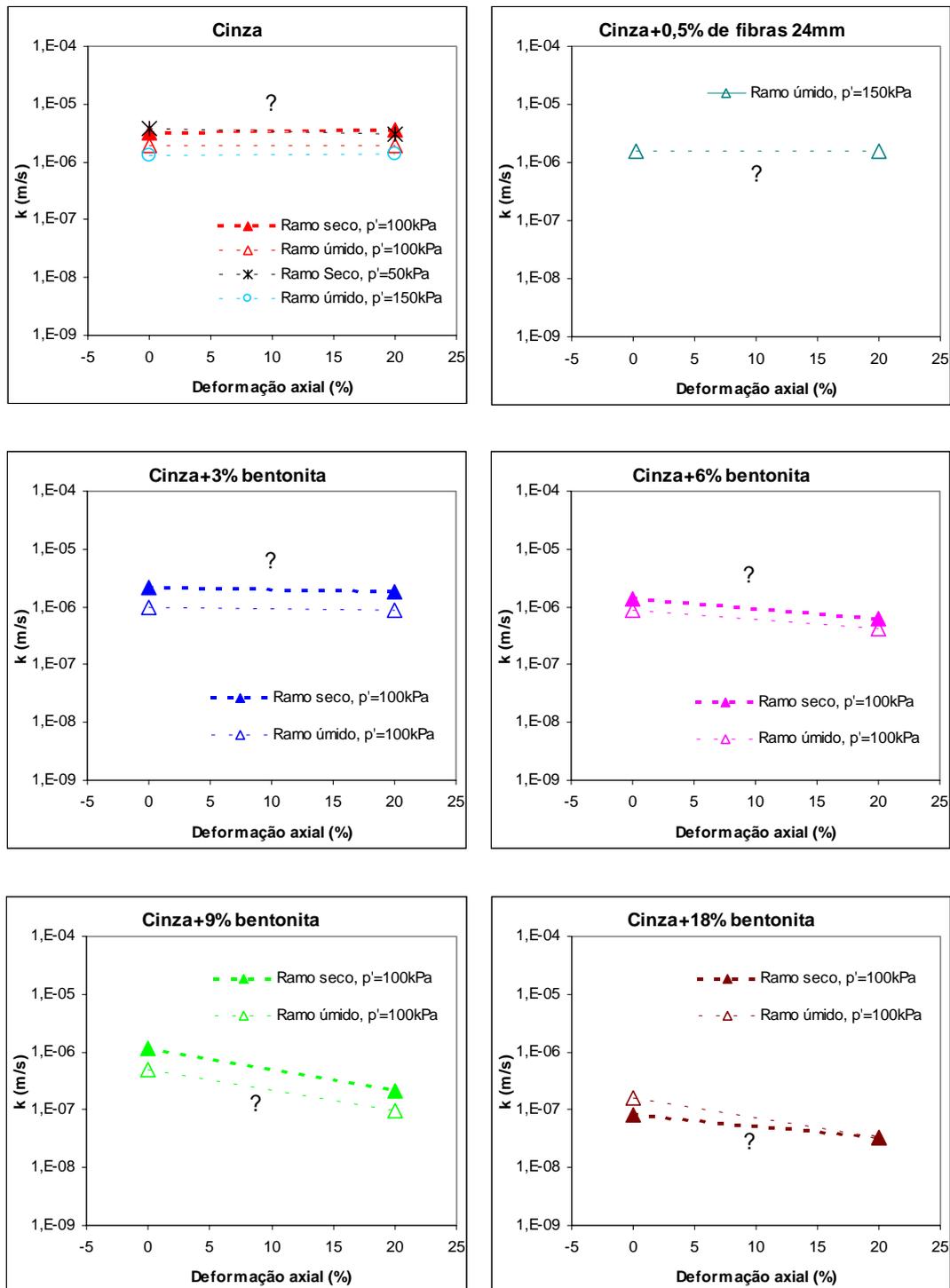


Figura 5.10 - Condutividade hidráulica das misturas de cinza de fundo, bentonita e fibras para 0 e 20% de deformação axial

Tabela 5.4 – Resultados da fase preliminar dos ensaios de condutividade hidráulica – ensaios realizados durante os ensaios triaxiais, com 0 e 20% de deformação axial

Material	Umidade de compactação	Teor de umidade (%)	Índice de vazios	$p'$ (kPa)	k (m/s) 0% def. axial	k (m/s) 20% def. axial
Cinza de fundo	Ramo seco	32,4	1,44	100	$3,26 \cdot 10^{-6}$	$3,53 \cdot 10^{-6}$
Cinza de fundo	Ramo úmido	46,3	1,35	100	$1,87 \cdot 10^{-6}$	$1,92 \cdot 10^{-6}$
Cinza de fundo	Ramo seco	31,9	1,47	50	$3,68 \cdot 10^{-6}$	$3,09 \cdot 10^{-6}$
Cinza de fundo	Ramo úmido	45,3	1,35	150	$1,31 \cdot 10^{-6}$	$1,36 \cdot 10^{-6}$
Cinza+3% bentonita	Ramo seco	32,4	1,46	100	$2,19 \cdot 10^{-6}$	$1,82 \cdot 10^{-6}$
Cinza+3% bentonita	Ramo úmido	47,2	1,39	100	$9,57 \cdot 10^{-7}$	$8,79 \cdot 10^{-7}$
Cinza+6% bentonita	Ramo seco	29,9	1,50	100	$1,41 \cdot 10^{-6}$	$6,27 \cdot 10^{-7}$
Cinza+6% bentonita	Ramo úmido	45,5	1,44	100	$8,50 \cdot 10^{-7}$	$4,21 \cdot 10^{-7}$
Cinza+9% bentonita	Ramo seco	32,7	1,47	100	$1,18 \cdot 10^{-6}$	$2,08 \cdot 10^{-7}$
Cinza+9% bentonita	Ramo úmido	46,8	1,41	100	$4,91 \cdot 10^{-7}$	$9,59 \cdot 10^{-8}$
Cinza+18% bentonita	Ramo seco	31,8	1,39	100	$8,27 \cdot 10^{-8}$	$3,22 \cdot 10^{-8}$
Cinza+18% bentonita	Ramo úmido	46,3	1,41	100	$1,64 \cdot 10^{-7}$	$3,38 \cdot 10^{-8}$
Cinza+fibras	Ramo úmido	45,9	1,38	150	$1,58 \cdot 10^{-6}$	$1,59 \cdot 10^{-6}$

Os resultados mostram uma tendência de diminuição da condutividade hidráulica com o aumento das deformações axiais, principalmente nos compósitos com bentonita. Observa-se, também, que os valores de condutividade hidráulica não são afetados pela variação das tensões efetivas médias iniciais, mesmo para as tensões mais baixas (50kPa). Estes resultados permitem concluir que, para a cinza de fundo, no nível de tensões estudado, a condutividade hidráulica das misturas permanece inalterada ou tende a diminuir conforme progredirem as deformações axiais durante o cisalhamento.

A partir deste ponto serão apresentados os resultados da segunda fase dos ensaios de condutividade hidráulica descritos no programa experimental. Nesta etapa foi estudada a influência da adição de bentonita e fibras a todas as matrizes e a influência da tensão efetiva média inicial na condutividade hidráulica dos materiais.

Os resultados da condutividade hidráulica das matrizes com bentonita e fibras estão apresentados na Tabela 5.5. As Figuras 5.11 e 5.12 apresentam a influência da adição de bentonita e fibras a todas as matrizes de solo e cinza de fundo, bem como a influência do aumento das tensões efetivas médias iniciais na condutividade hidráulica dos materiais estudados.

Tabela 5.5 – Resultados da segunda fase dos ensaios de condutividade hidráulica

Material	$p'$ (KPa)	Teor de bentonita (%)	Teor de fibras (%)	$\omega_{\text{ótima}}$ (%)	$\gamma_d$ (após adensamento) (kN/m <sup>3</sup> )	Índice de vazios (e)	k (m/s)
SRAB	100	0	0	16,30	17,59	0,51	$4,29 \cdot 10^{-8}$
	100	0	0,5	16,20	17,45	0,52	$6,64 \cdot 10^{-8}$
	100	9	0	17,05	16,23	0,65	$4,43 \cdot 10^{-9}$
	100	9	0,5	16,83	16,28	0,64	$1,88 \cdot 10^{-9}$
	20	0	0	15,88	17,39	0,52	$5,46 \cdot 10^{-8}$
	50	0	0	15,88	17,46	0,52	$4,36 \cdot 10^{-8}$
	100	0	0	15,88	17,48	0,52	$3,97 \cdot 10^{-8}$
	150	0	0	15,88	17,51	0,51	$3,74 \cdot 10^{-8}$
	200	0	0	15,88	17,67	0,50	$3,56 \cdot 10^{-8}$
Cinza de fundo	100	0	0	43,58	10,03	1,29	$3,98 \cdot 10^{-6}$
	100	0	0,5	43,10	9,91	1,32	$3,36 \cdot 10^{-6}$
	100	9	0	42,87	9,89	1,37	$1,86 \cdot 10^{-6}$
	100	9	0,5	43,90	9,86	1,37	$1,52 \cdot 10^{-6}$
	20	0	0	43,58	9,96	1,31	$4,21 \cdot 10^{-6}$
	50	0	0	43,58	9,99	1,30	$4,16 \cdot 10^{-6}$
	100	0	0	43,58	10,03	1,29	$3,98 \cdot 10^{-6}$
	150	0	0	43,58	10,06	1,29	$4,23 \cdot 10^{-6}$
	200	0	0	43,58	10,08	1,28	$3,97 \cdot 10^{-6}$
Areia	100	0	0	9,60	14,61	0,80	$2,83 \cdot 10^{-5}$
	100	0	0,5	10,05	14,70	0,79	$2,67 \cdot 10^{-5}$
	100	9	0	13,21	16,2	0,65	$1,52 \cdot 10^{-8}$
	100	9	0,5	13,80	16,31	0,64	$2,85 \cdot 10^{-8}$
	20	0	0	9,60	14,57	0,81	$3,15 \cdot 10^{-5}$
	50	0	0	9,60	14,59	0,80	$2,89 \cdot 10^{-5}$
	100	0	0	9,60	14,61	0,80	$2,83 \cdot 10^{-5}$
	150	0	0	9,60	14,63	0,80	$2,68 \cdot 10^{-5}$
	200	0	0	9,60	14,64	0,80	$2,78 \cdot 10^{-5}$
Caulim	100	0	0	29,96	14,71	0,79	$6,29 \cdot 10^{-10}$
	100	0	0,5	25,03	15,02	0,75	$1,10 \cdot 10^{-9}$
	100	9	0	33,87	13,43	0,97	$4,26 \cdot 10^{-10}$
	100	9	0,5	34,33	13,64	0,94	$8,21 \cdot 10^{-10}$
	20	0	0	24,01	14,90	0,76	$1,54 \cdot 10^{-9}$
	50	0	0	24,01	15,02	0,75	$1,96 \cdot 10^{-9}$
	100	0	0	24,01	15,12	0,74	$1,34 \cdot 10^{-9}$
	150	0	0	24,01	15,26	0,72	$1,30 \cdot 10^{-9}$
	200	0	0	24,01	15,28	0,72	$1,46 \cdot 10^{-9}$

A partir da avaliação destes resultados, pode-se discutir a validação das hipóteses feitas anteriormente, na descrição do programa experimental.

A hipótese número um: “A adição de bentonita diminui a condutividade hidráulica dos materiais compósitos”, é verdadeira para as matrizes de SRAB e

areia, onde observa-se uma diminuição significativa da condutividade hidráulica. Para as matrizes de cinza pesada e caulim, a adição de bentonita não provocou mudanças expressivas na condutividade hidráulica. No caso da matriz de cinza pesada, como já foi discutido anteriormente, existe a influência da forma e porosidade dos grãos, que possuem alta permeabilidade intrínseca, dificultando a diminuição da condutividade hidráulica para os teores de bentonita estudados. O caulim é um material que possui uma condutividade hidráulica baixa, sendo que a adição de mais argila não influenciou significativamente os valores medidos nesta etapa de ensaios.

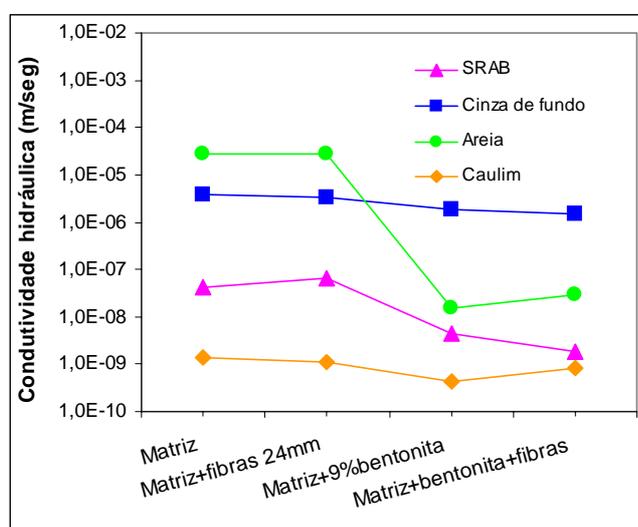


Figura 5.11 – Influência da adição de bentonita e fibras nas matrizes de solo e cinza de fundo nos testes com  $p' = 100 \text{ kPa}$

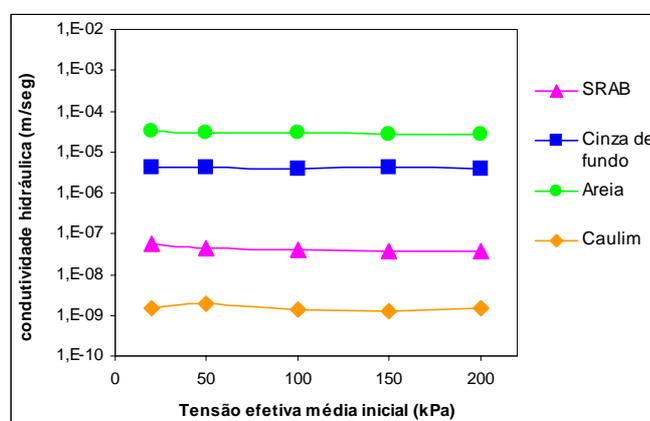


Figura 5.12 – Influência da variação da tensão efetiva média inicial na condutividade hidráulica das matrizes de solo e cinza de fundo

A análise dos resultados mostrados na Figura 5.11 indicou que a hipótese número dois: *“A adição de fibras aumenta a condutividade hidráulica dos materiais compósitos”* provavelmente não é verdadeira. Para todas as matrizes, a adição de 0,5% de fibras de 24mm não influenciou significativamente a condutividade hidráulica. Alguns estudos publicados relatam o aumento da condutividade hidráulica com a adição de fibras (e.g. Maher e Ho, 1994 e Al-Wahab e El-Kedrah, 1995). Entretanto, os autores estudaram teores bem mais altos de fibras (4% e 2% de fibras), o que provavelmente ocasionou esta mudança de comportamento.

Os resultados apresentados na Figura 5.12 mostram que a hipótese número três - *“O aumento da tensão confinante diminui a condutividade hidráulica dos materiais compósitos”* - não é verdadeira para os níveis de tensão estudados.

## **5.2.2 Fotomicrografia**

### **5.2.2.1 Cinza de fundo**

Ao microscópio, a cinza de fundo caracteriza-se por uma grande variação de tamanho de grão e de forma (Figuras 5.13 a 5.19), mostrando a predominância de partículas angulosas a sub-angulosas de material opaco e translúcido. Por outro lado, é igualmente freqüente a presença de corpos esféricos (cenosferas e plerosferas) opacos (Figuras 5.14-detalhe c, 5.15-detalhe g) e translúcidos (Figuras 5.13-detalhe b, 5.14-detalhe d, 5.16-detalhe i). Salienta-se também a ocorrência de partículas transicionais entre ambas (Figuras 5.15-detalhe e, 5.16-detalhe h).

Os grãos tendem a apresentar contatos do tipo puntual, sendo raros os contatos longitudinais. Deve ser ressaltada a difundida porosidade das partículas opacas e translúcidas, bem como seus contornos externos extremamente irregulares (Figuras 5.13-detalhe a, 5.15-detalhe f, 5.19-detalhe m), o que seria responsável pela alta condutividade hidráulica do material.

Outra característica que pode ser observada é a presença de cenosferas (esferas ocas) permeáveis (Figuras 5.14-detalhe d, 5.17-detalhe j, 5.18-detalhe k), sugerindo fragilidade da partícula e facilidade de penetração de fluido em seu interior.

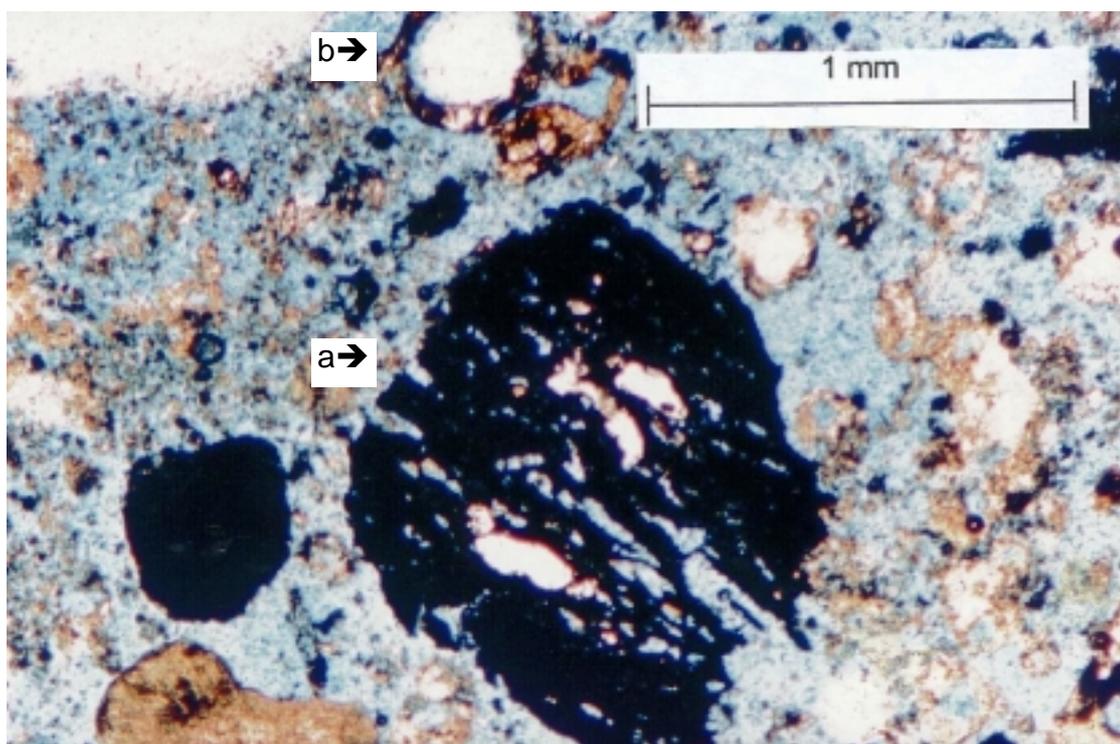


Figura 5.13 - Cinza de fundo fração grossa (0,85 a 2mm) Aumento: 48x

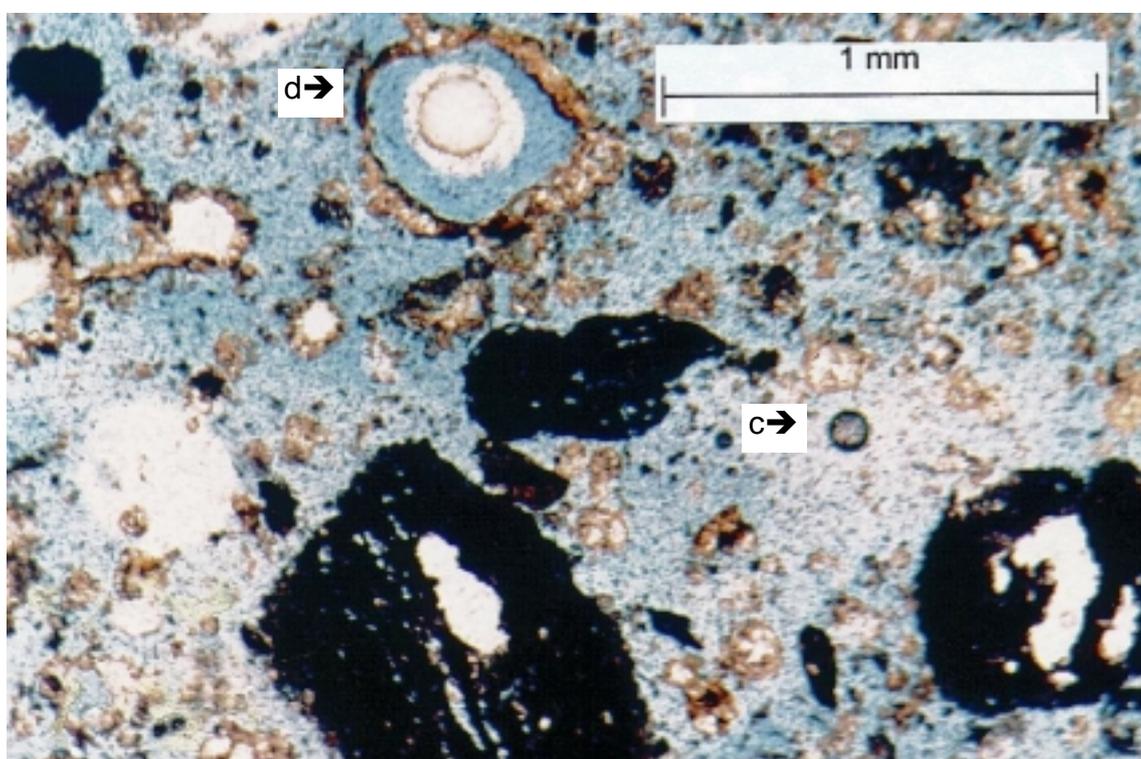


Figura 5.14 - Cinza de fundo fração grossa (0,85 a 2mm) Aumento: 48x

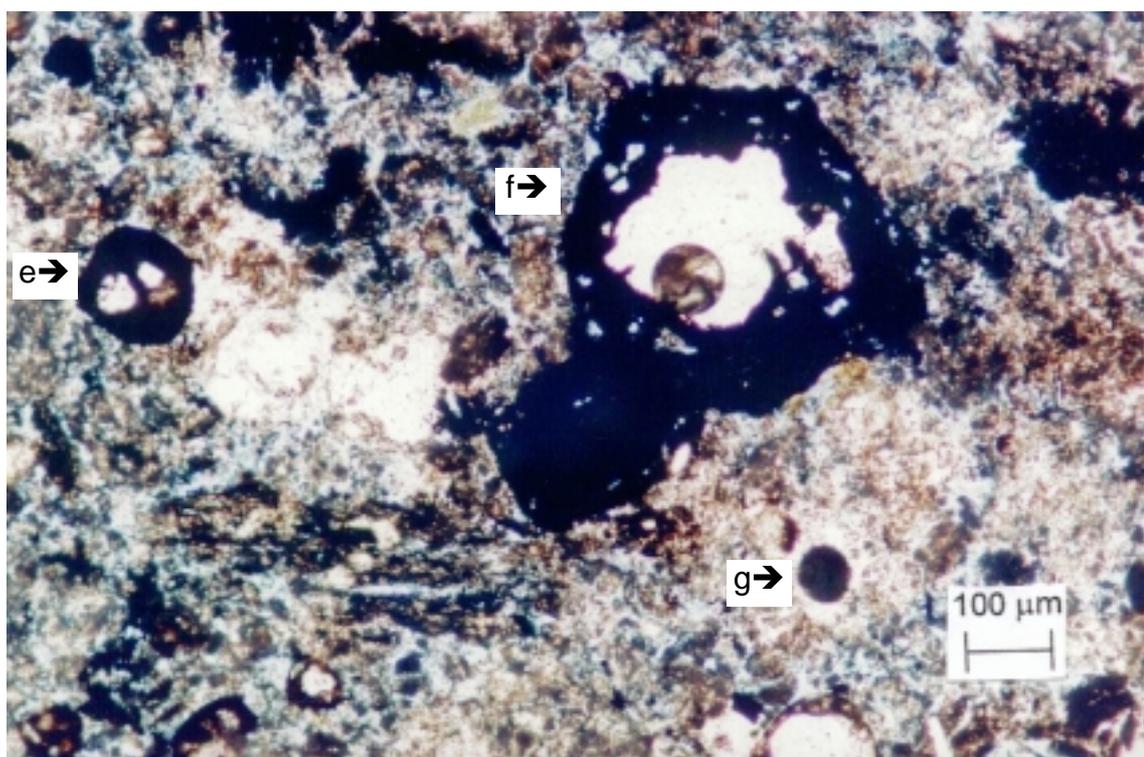


Figura 5.15 - Cinza de fundo fração média (0,25 a 0,42mm) Aumento: 96x

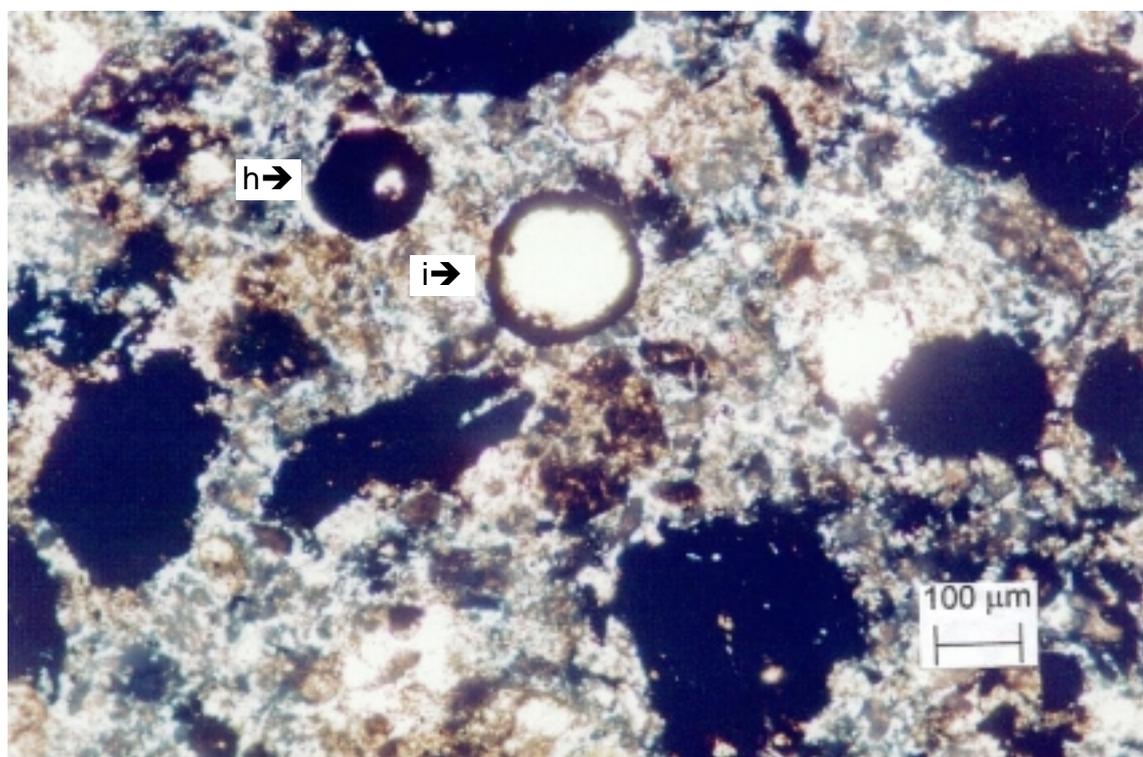


Figura 5.16 - Cinza de fundo fração média (0,25 a 0,42mm) Aumento: 96x

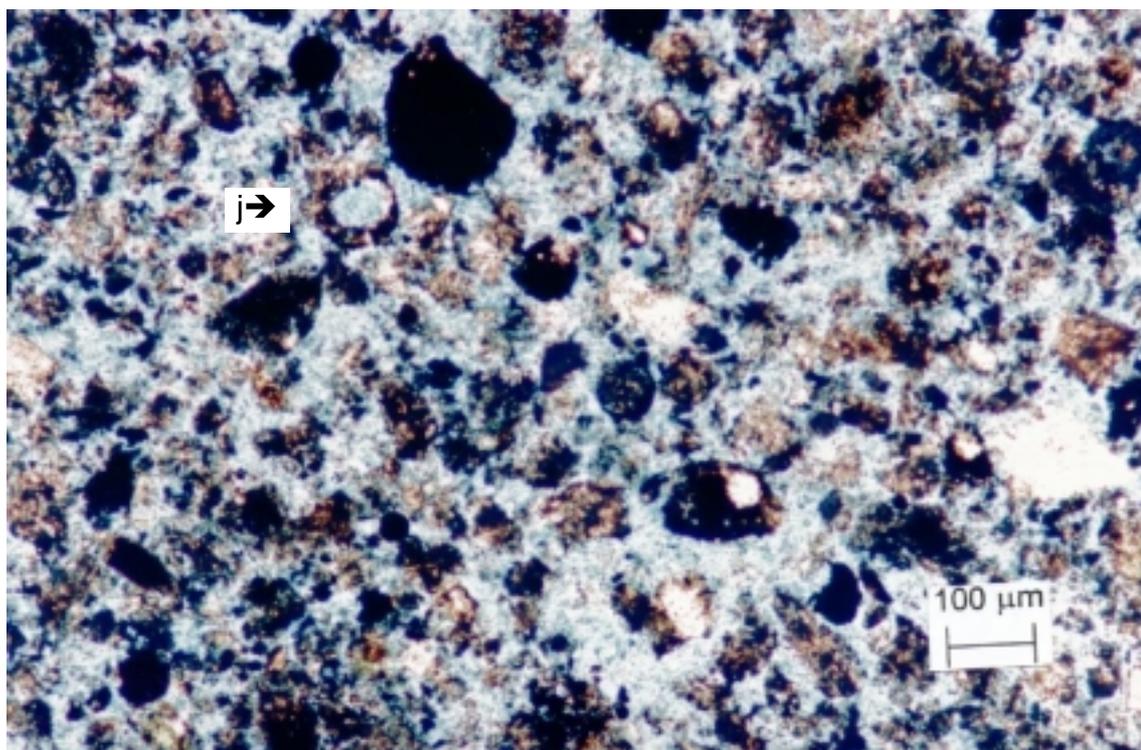


Figura 5.17 - Cinza de fundo fração fina (0,075 a 0,15mm) Aumento: 96x

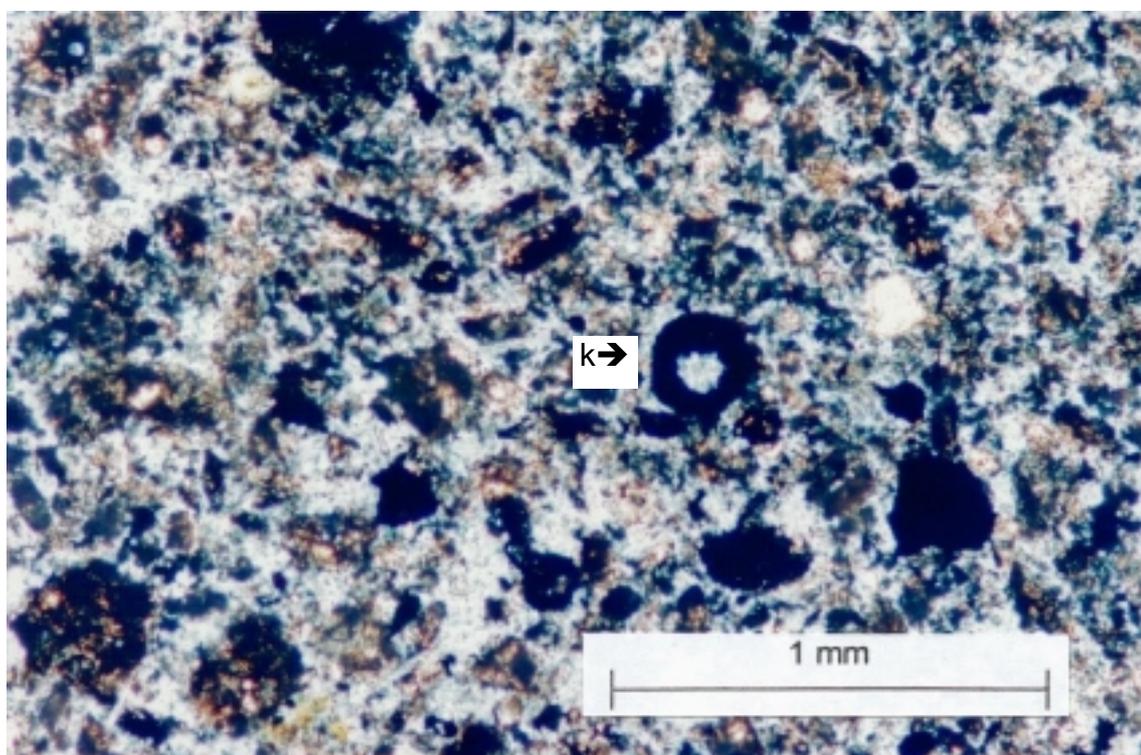


Figura 5.18 - Cinza de fundo fração fina (0,075 a 0,15mm) Aumento: 48x

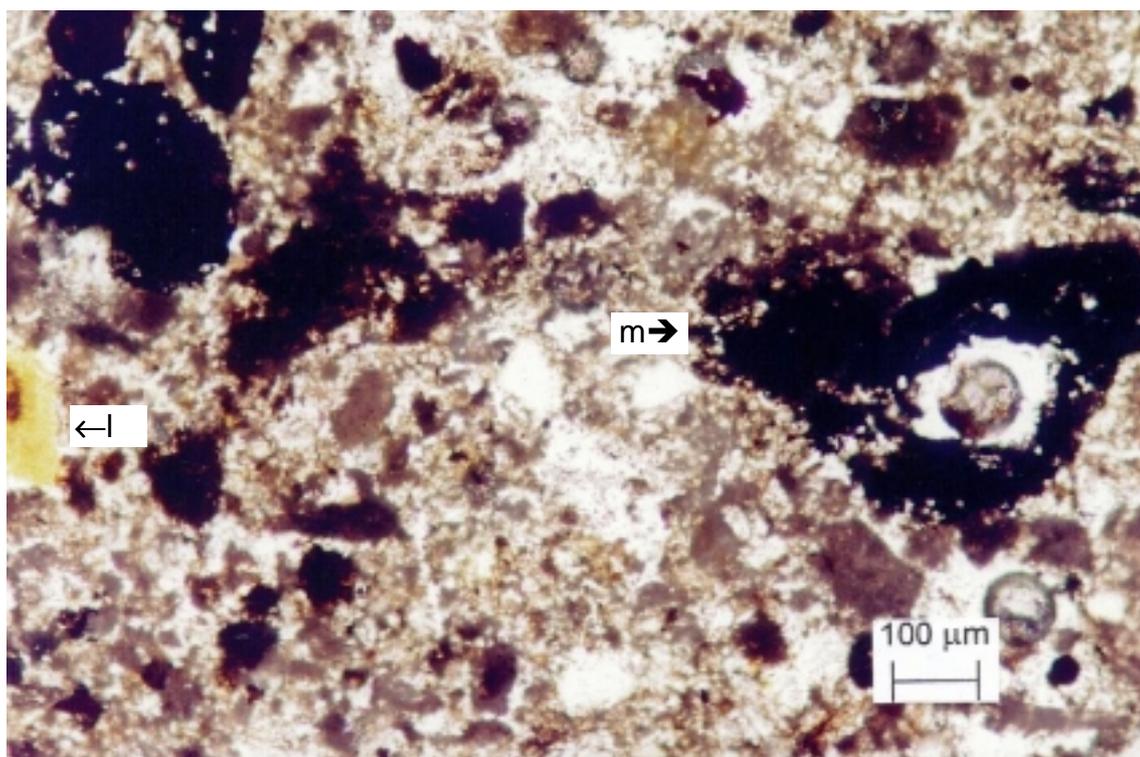


Figura 5.19 –Cinza de fundo com 18% de bentonita – Aumento: 96x

É significativa a geração de finos com predominância de material translúcido por efeito do processo de compactação, que sugere uma fragilidade pronunciada destes componentes (Figuras 5.17 e 5.18).

Nas amostras de cinza pesada com bentonita, os aglomerados de partículas de argila aparecem distribuídos aleatoriamente. (Figura 5.19-detalhe l).

#### 5.2.2.2 Areia

A areia reflete uma natureza clássica que define uma relação textural entre as partículas na forma de contatos do tipo longitudinal predominante (Figura 5.21-detalhe s) e puntual subordinado. A distribuição das partículas é aleatória. Os grãos são arredondados a sub-arredondados, com ocorrência subordinada de grãos sub-angulosos. É freqüente a presença de fragmentos tabulares e de formas arredondadas em menor proporção.

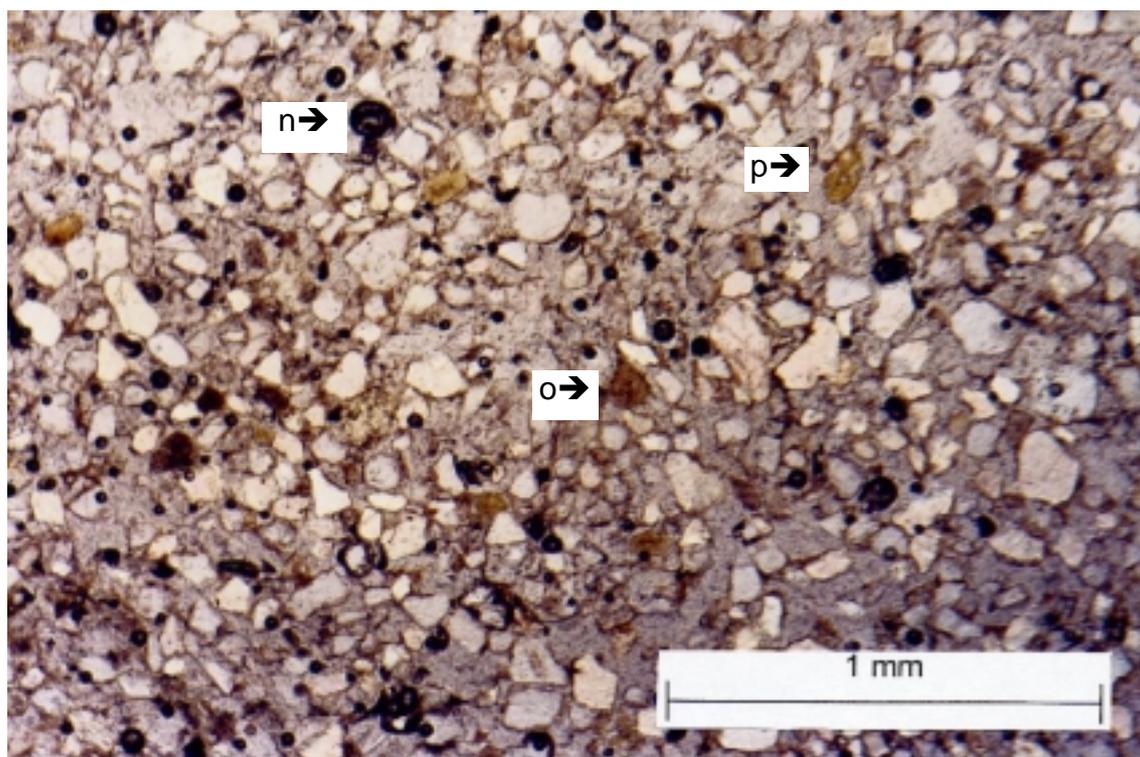


Figura 5.20 – Areia com 18% de bentonita – Aumento: 48x

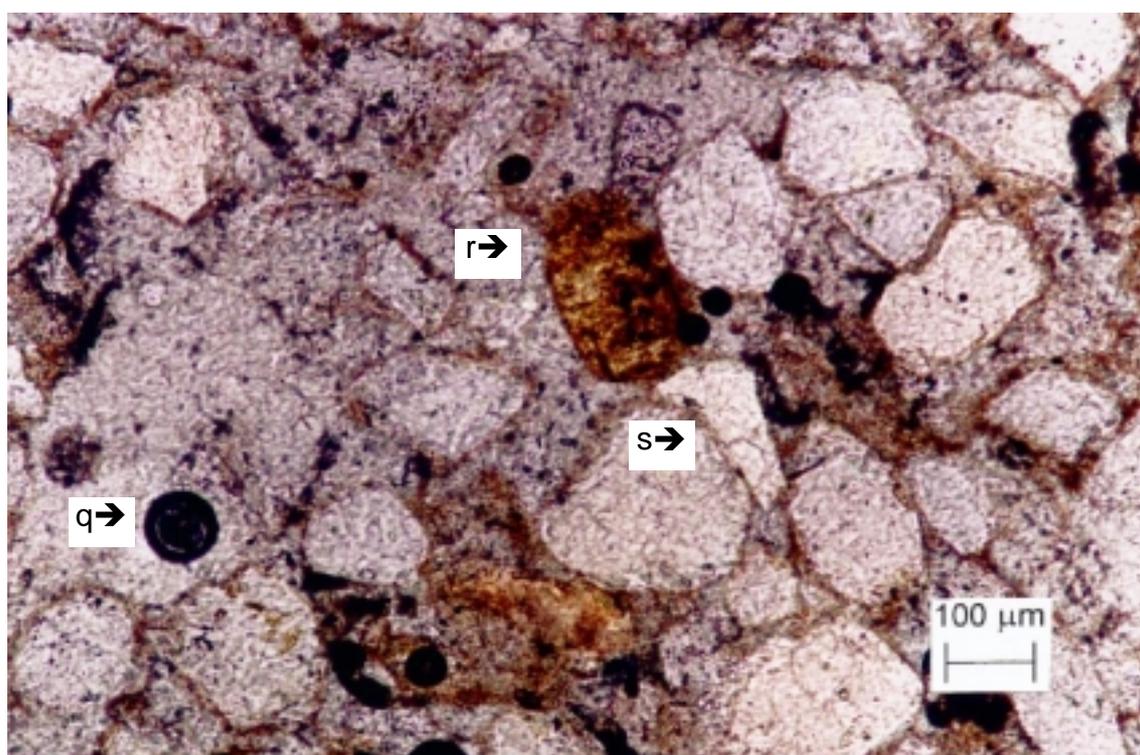


Figura 5.21 – Areia com 18% de bentonita – Aumento: 96x

A relação entre os fragmentos grosseiros e mais finos é estreita, definindo uma boa seleção. A areia é constituída predominantemente por grãos de quartzo monocristalinos (Figura 5.21-detalhe s), que dão formas sub angulosas aos grãos arredondados primitivos.

Os grãos de quartzo policristalinos são representados por indivíduos de quartzitos e sílex. Opacos e turmalinas são raros.

Os aglomerados de partículas de bentonita aparecem distribuídos aleatoriamente na mistura e mostram uma equivalência de tamanho com os grãos de areia (Figuras 5.20-detalhes o,p e 5.21-detalhe r). Os pontos escuros que aparecem nas Figuras 5.20-detalhe n e 5.21-detalhe q são falhas na impregnação das amostras.

### 5.3 RESUMO DO CONHECIMENTO ADQUIRIDO

Finalizando esta etapa do programa experimental e baseando-se na análise dos resultados obtidos, é interessante que sejam reformuladas as hipóteses discutidas anteriormente para a definição de um padrão de comportamento hidráulico dos materiais estudados. A afirmação correta para cada hipótese seria:

1. *“A adição de bentonita diminui a condutividade hidráulica dos materiais compósitos cujas matrizes são compostas de materiais arenosos, com exceção da cinza de fundo, onde o efeito da forma e morfologia dos grãos sobrepõe-se ao efeito impermeabilizante da argila”.*
2. *“A adição de fibras não influencia a condutividade hidráulica dos materiais compósitos, para o teor de fibras estudado (0,5%)”.*

3. “O aumento da tensão confinante não influencia a condutividade hidráulica dos materiais compósitos para os níveis de tensão estudados (20 a 200 kPa).

Sabe-se que os níveis recomendáveis de condutividade hidráulica para a construção de barreiras hidráulicas de cobertura são de  $1 \times 10^{-9}$  m/s para resíduos perigosos e de  $1 \times 10^{-7}$  m/s para resíduos não perigosos, tais como resíduos sólidos municipais (Austin, 1992; Daniel e Koerner, 1995).

Os resultados de condutividade hidráulica encontrados nesta etapa do programa experimental permitiram enumerar os materiais que apresentam potencial de serem utilizados como *liners* de fundo ou de cobertura, e também os que não podem ser utilizados para tal finalidade.

Dentre os materiais estudados, a cinza de fundo foi a única matriz que, mesmo com a adição de 18% de bentonita, não alcançou uma condutividade hidráulica inferior a  $1 \times 10^{-7}$  m/s, não podendo, portanto, ser utilizada como barreira hidráulica.

Como era esperado, a matriz de areia apresentou valores altos de condutividade hidráulica, valores tais que diminuiriam para aproximadamente  $2 \times 10^{-8}$  m/s quando adicionada de 9% de bentonita. A matriz de SRAB apresentou uma condutividade hidráulica inferior a  $1 \times 10^{-7}$  m/s, que diminuiu somente em uma ordem de grandeza com a adição de 9% de bentonita. Desta forma, tanto a areia com bentonita quanto o SRAB poderiam ser utilizados como *liners* de cobertura para resíduos não perigosos. O caulim foi o único material a alcançar uma condutividade hidráulica inferior a  $1 \times 10^{-9}$  m/s, e por isso é o único material com potencial para ser utilizado tanto em *liners* de fundo como em *liners* de cobertura.

Verificou-se, com base nos resultados obtidos neste programa experimental, que a adição de 0,5% de fibras de polipropileno não influencia a condutividade hidráulica dos materiais. Portanto, existe uma grande gama de materiais compósitos que podem ser utilizados como *liners* de cobertura: *liners* de areia com bentonita e areia com bentonita e fibras; *liners* de SRAB e SRAB com fibras e *liners* de caulim e

caulim com fibras, sendo que o último pode ser utilizado também para resíduos perigosos ou em *liners* de fundo.

## CAPÍTULO 6

### RESULTADOS E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios de compressão isotrópica, ensaios triaxiais e ensaios *ring shear* realizados para as matrizes e seus materiais compósitos.

Devido à grande quantidade de resultados a serem apresentados para os diferentes materiais pesquisados neste estudo, houve a necessidade de se dividir a apresentação dos mesmos. Por isso, optou-se pela subdivisão deste capítulo conforme o material constituinte da matriz, sendo que os resultados estão apresentados e analisados separadamente para o SRAB, para a cinza de fundo, para a areia e o caulim. Ao final, todos os resultados são confrontados na busca de uma interpretação do comportamento mecânico destes materiais e da influência da adição de bentonita e fibras.

Para os ensaios triaxiais, os invariantes de tensão  $q$  e  $p'$  e os parâmetros de deformabilidade  $\varepsilon_v$  (deformação volumétrica) e  $\varepsilon_s$  (deformação distorcional), utilizados na apresentação gráfica dos resultados, são definidos como:

$$q = (\sigma'_a - \sigma'_r) \quad (6.1)$$

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_a + 2\sigma'_r) \quad (6.2)$$

$$\varepsilon_v = (\varepsilon_a + 2\varepsilon_r) \quad (6.3)$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (6.4)$$

A identificação da posição do círculo de Mohr e de seu tamanho é dada pelas coordenadas  $t$ ,  $s'$ , definidas por:

$$t = \frac{1}{2}(\sigma'_a - \sigma'_r) \quad (6.5)$$

$$s' = \frac{1}{2}(\sigma'_a + \sigma'_r) \quad (6.6)$$

Nos ensaios *ring shear* os resultados estão apresentados como tensão cisalhante ( $\tau$ ) x deslocamento horizontal.

## 6.1 SOLO RESIDUAL DE ARENITO BOTUCATU

### 6.1.1 Compressão Isotrópica do SRAB

Os ensaios de compressão isotrópica para o SRAB foram realizados em um equipamento de alta capacidade de aplicação de tensões, no *Imperial College*. As amostras foram consolidadas isotropicamente com uma taxa constante de aumento de tensão confinante de aproximadamente 150kPa / hora. Todo o cuidado foi tomado no sentido de esperar que as deformações de *creep* fossem insignificantes antes do início da fase de cisalhamento. O critério adotado foi:  $\varepsilon_a \text{ creep} \leq \varepsilon_a \text{ cisalhamento}/100$ , ou seja, as deformações de *creep* deveriam ser menores ou iguais a 1/100 das deformações na fase de cisalhamento. Durante estes ensaios foram também realizadas medições de rigidez ( $G_o$ ) com *bender elements*, que serão apresentadas na seção 6.1.5.

Os ensaios de compressão isotrópica no SRAB e SRAB com fibras 24mm estão ilustrados na Figura 6.1. É interessante notar que nestes ensaios as curvas de

compressão não parecem convergir a uma única Linha Isotrópica de Consolidação (LIC) no intervalo de tensões efetivas estudado. Este resultado provavelmente não se deve à introdução de fibras, uma vez que a característica de não convergência já foi observada anteriormente para este tipo de solo em outras pesquisas realizadas.

Observa-se que somente a declividade  $\lambda$  é semelhante nos dois ensaios, e foi determinada como sendo igual a 0,066. Desta forma, pode-se dizer que o SRAB possui uma família de curvas de compressão, não podendo, portanto, serem associadas ao conceito de LIC.

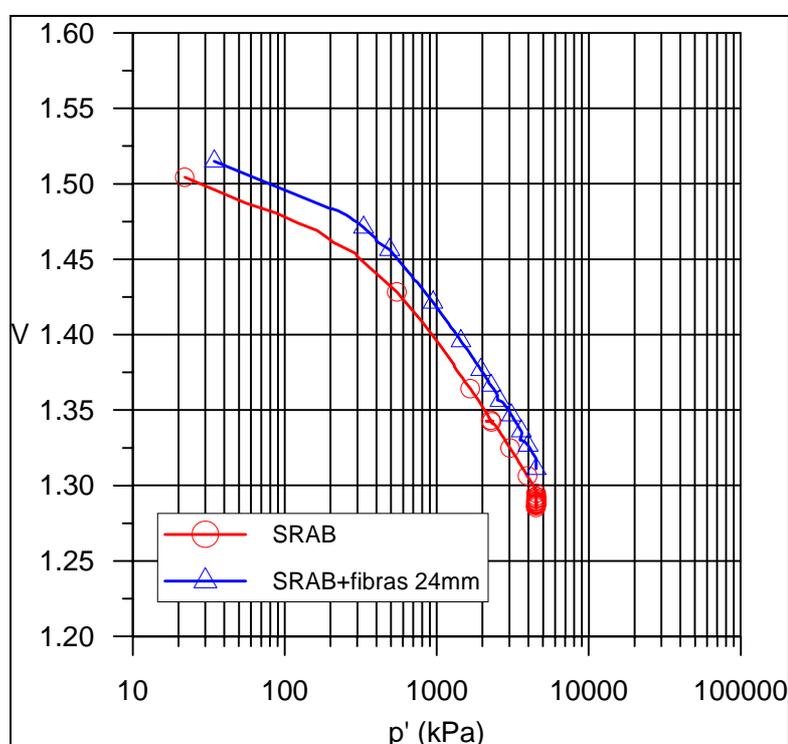


Figura 6.1 – Curvas tensão isotrópica x volume específico do SRAB

Conforme já foi dito anteriormente, o comportamento de não convergência das curvas de carregamento do SRAB foi observado por Martins *et al* (2001) e Martins (2001). Nestes trabalhos os autores compararam os resultados experimentais encontrados na literatura na tentativa de elucidar o mecanismo responsável pela não convergência das curvas de consolidação do SRAB. Primeiramente, comparando-se os parâmetros de compressibilidade do SRAB com os parâmetros de outros solos arenosos publicados na literatura, observa-se que o

gradiente das curvas de compressão do SRAB é semelhante ao gradiente dos solos granulares com finos, tais como os solos graníticos estudados por Coop & Lee (1993) e Santucci *et al* (1998).

A Tabela 6.1 apresenta a comparação entre os parâmetros de compressibilidade dos diversos solos. Observa-se que os valores de  $\lambda$  para os solos residuais com finos são muito menores que os valores observados para outras areias mal graduadas. Segundo Martins *et al* (2001), isto provavelmente está associado à granulometria deste solos, que possuem uma grande quantidade de finos. Os autores ressaltam que a compressibilidade do SRAB é semelhante à do granito decomposto. Todavia, as curvas de compressão do granito decomposto convergem para uma única LIC a níveis de tensões efetivas modestos, enquanto que o SRAB não.

Santucci *et al* (1998), ao analisarem o comportamento de uma solo residual de granito, sugerem a existência de diferentes curvas de compressão dependendo da densidade inicial e do método de preparação da amostra, mas que, a partir de um determinado nível de tensões, apresentam uma plastificação visível, definindo claramente uma LIC única.

Tabela 6.1 – Comparação dos parâmetros de compressibilidade do SRAB com outros solos (adaptada de Martins, 2001)

Solo	N	$\lambda$	Fonte
Dogs Bay Sand	4,8	0,335	Coop (1990)
Chattahoochee River Sand	3,25	0,175	Vesic & Clough (1968)
Ham River Sand	3,17	0,16	Jovivic & Coop (1997)
Solo Residual de Granito		0,065	Santucci <i>et al</i> (1998)
Solo Residual de Granito	2,15	0,087	Coop & Lee (1993)
SRAB		0,0626	Martins (2001)
SRAB		0,066	Presente trabalho

Os resultados relatados na literatura e os aqui apresentados parecem indicar que existe uma categoria de solos arenosos não uniformes com finos plásticos que não comportam-se em compressão de acordo com o comportamento geral descrito

para outros solos na literatura. Segundo Martins *et al* (2001) este comportamento contrasta com o comportamento de outros solos de granulometria semelhante mas com finos não plásticos, onde a LIC e a LEC podem ser definidas. Neste caso, o efeito dos finos seria somente o achatamento da LIC e da LEC. Os autores ainda sugerem a introdução de um novo termo que descreva as linhas de compressão do SRAB, que não podem ser consideradas como uma LIC.

A Figura 6.2 ilustra as curvas de compressão do SRAB realizadas nesta pesquisa e também outros testes publicados por diferentes autores, todos mostrando a mesma tendência de não convergência à uma única LIC, mesmo a tensões efetivas médias extremamente altas. Estão ilustradas também a família de curvas que foi adotada para cada volume específico inicial, ou seja, cada amostra possui uma curva de compressão em função do volume específico inicial dada pela equação:  $v = N - 0,066 \cdot \ln p'$ . Assim, o valor de  $N$  representa a interseção do volume específico inicial de cada amostra com o eixo dado por  $p' = 1\text{kPa}$ , definindo a sua curva de compressão correspondente. Esta foi a forma mais “coerente” de representação do comportamento na compressão do SRAB encontrada para que fosse possível uma tentativa de normalização dos resultados, que será mostrada mais adiante.

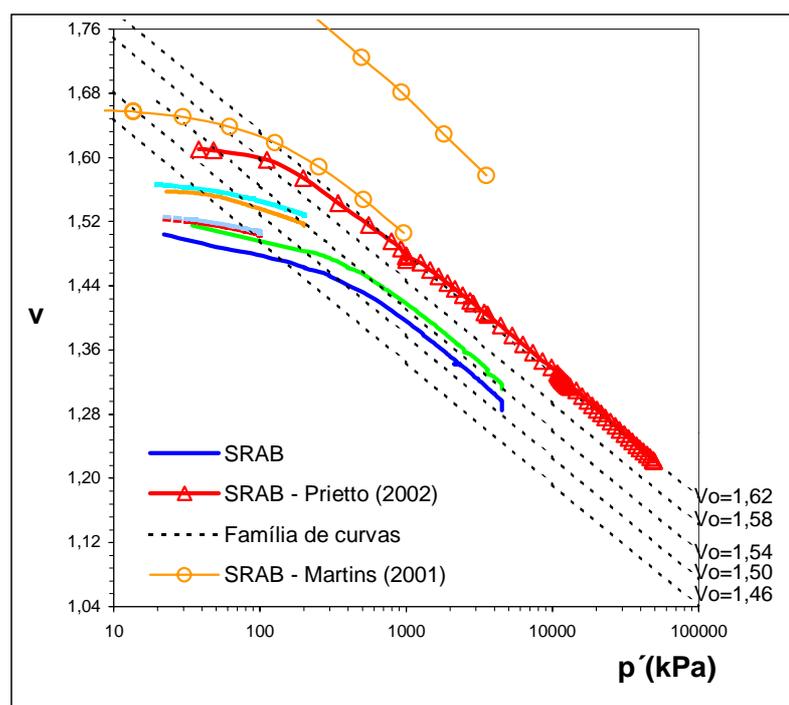


Figura 6.2 – Curvas tensão x volume específico do SRAB

### 6.1.2 Comportamento tensão e variação volumétrica x distorção do SRAB

As Figuras 6.3 a 6.6 mostram as curvas tensão-distorção plotadas no espaço de deformação distorcional versus tensão desvio e também as curvas correspondentes de variação volumétrica, no espaço de deformação distorcional versus deformação volumétrica. Estes ensaios são todos do tipo CID, com tensões efetivas médias iniciais na faixa de 20kPa a 500kPa e foram realizados para a matriz de SRAB e para o SRAB com 0,5% de fibras de 6, 12 e 24mm.

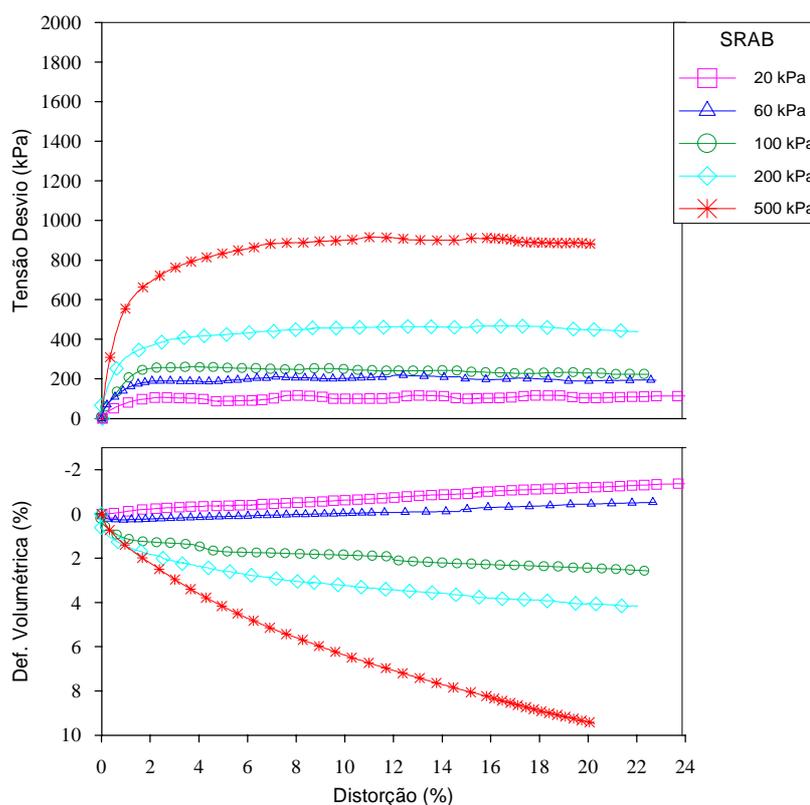


Figura 6.3 – Curvas tensão-deformação x distorção do SRAB

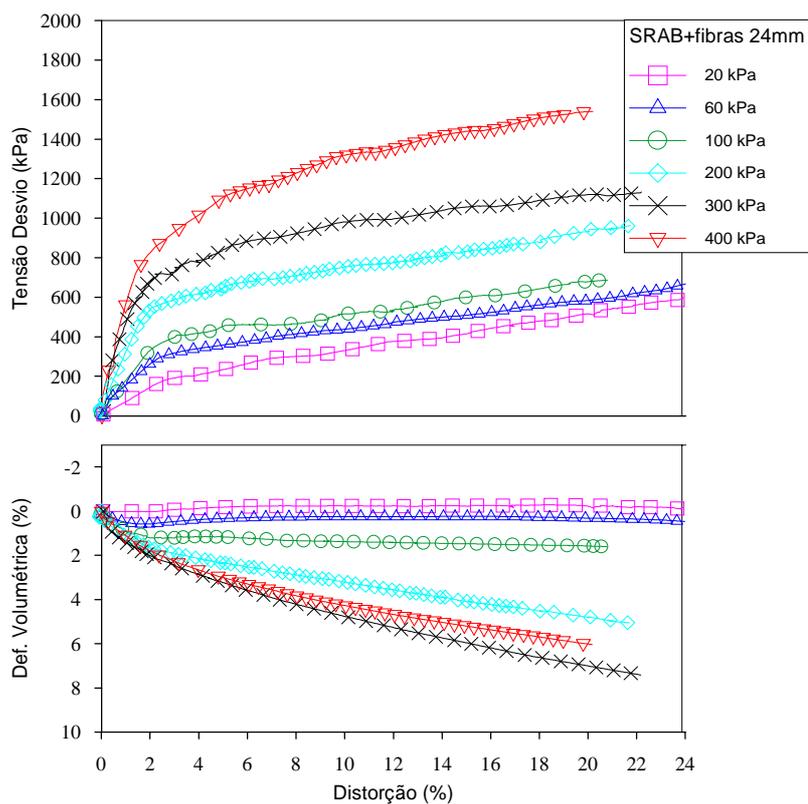


Figura 6.4 – Curvas tensão-deformação x distorção do SRAB+fibras 24mm

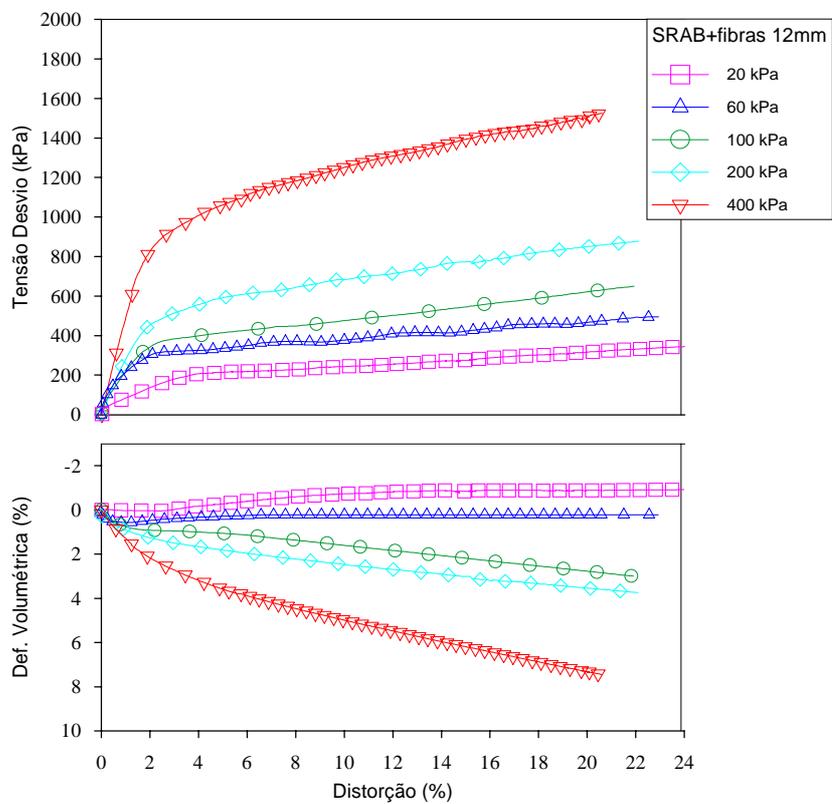


Figura 6.5 – Curvas tensão-deformação x distorção do SRAB+fibras 12mm

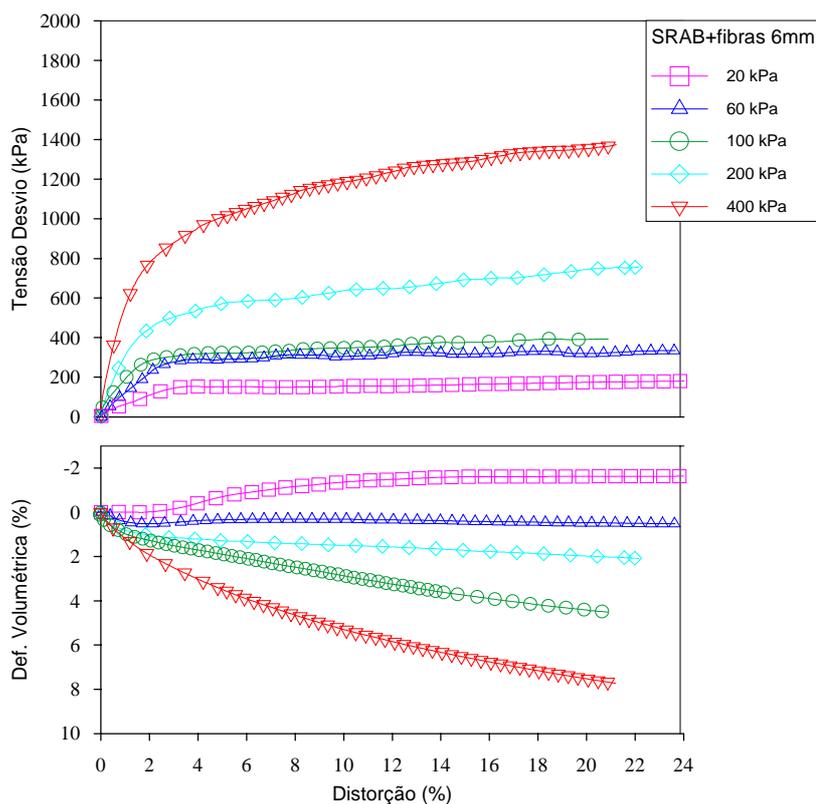


Figura 6.6 – Curvas tensão-deformação x distorção do SRAB+fibras 6mm

Em linhas gerais, o SRAB apresenta uma pequena tendência dilatante para baixas tensões confinantes e tendência de contração para tensões confinantes maiores, assim como pode ser observado um aumento de resistência com o aumento das tensões efetivas médias iniciais.

Corroborando os estudos realizados por Casagrande (2001), observou-se que as principais alterações provocadas pela inclusão de fibras de polipropileno ao solo compactado estão relacionadas à deformabilidade e ao comportamento resistente da matriz para grandes deformações. A inclusão de fibras proporcionou um crescimento constante da resistência com o aumento das deformações distorcionais, caracterizando um comportamento elasto-plástico de enrijecimento. O aumento da deformação volumétrica de contração do material mostrou-se ser tanto maior quanto maior for o valor da tensão efetiva média inicial.

Observa-se, a partir de uma certa taxa de deformação distorcional, um paralelismo entre as curvas tensão-deformação para as misturas com fibras de 24mm de comprimento, para todas as tensões confinantes estudadas. Este

paralelismo é caracterizado pela existência de uma taxa de acréscimo de resistência única em relação à deformação distorcional, a partir do momento em que as fibras são mobilizadas.

Ajustando-se uma reta pelos pontos tensão-deformação distorcional dos ensaios triaxiais apresentados a partir de aproximadamente 10% de deformação distorcional, onde a taxa de crescimento de resistência apresenta-se de forma linear (ver Figuras 6.3 a 6.6), obtém-se a taxa de crescimento de resistência dada pelas fibras. Esta análise foi feita para os comprimentos de fibra de 6, 12 e 24mm, e está apresentada na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Taxa de crescimento de resistência proporcionada pelas fibras de 24, 12 e 6mm após 10% de deformação distorcional

$p'$ (kPa)	Fibras de 24mm		Fibras de 12mm		Fibras de 6mm	
	Taxa de crescimento da resistência	Ângulo (graus)	Taxa de crescimento da resistência	Ângulo (graus)	Taxa de Crescimento da resistência	Ângulo (graus)
20	18,9	87	7,6	83	2,1	65
100	16,5	87	14,2	86	4,4	77
200	18,5	87	15,5	86	8,6	83
400	20,8	87	23	87	15	86

Esta análise corrobora a análise visual das figuras apresentadas anteriormente, onde o paralelismo das curvas tensão-deformação distorcional do SRAB reforçado com fibras de 24mm foi observado. Existe realmente uma taxa única de crescimento de resistência que independe das tensões efetivas médias iniciais, e que apresenta-se de forma linear e constante para o solo reforçado com fibras de 24mm. Para as fibras mais curtas (6mm), nota-se a existência de uma influência explícita das tensões efetivas médias iniciais. Para as tensões efetivas médias iniciais mais baixas (20kPa), a taxa de crescimento da resistência é bem menor que para as tensões mais altas (400kPa), e praticamente equivale à taxa de crescimento de resistência das fibras mais longas. As fibras de 12mm apresentam

um comportamento intermediário entre o comportamento observado para as fibras de 24mm e 6mm.

Nota-se, também, que a taxa de aumento de resistência praticamente independe do comprimento da fibra para altas tensões efetivas médias iniciais. De forma antagônica, a taxa de aumento de resistência depende do comprimento das fibras para tensões efetivas médias iniciais baixas, provavelmente pelo fato de que quando solicitada em um nível de tensões baixo, as fibras sejam arrancadas mais facilmente pela falta de resistência de aderência entre a fibra e a matriz, proporcionada pelo confinamento do solo. Nesse caso, seria necessária a utilização de fibras de polipropileno mais longas, ou de fibras com maior aderência para impedir o seu arrancamento antes que a resistência à tração da fibra fosse totalmente mobilizada. Para um nível de tensões mais alto, as fibras provavelmente atuam como uma “malha” dentro da matriz, onde o comprimento da fibra desempenha um papel de menor importância na mobilização de resistência do material.

A seguir, a Figura 6.7 ilustra os mesmos ensaios apresentados anteriormente, porém plotados em função das tensões efetivas médias iniciais de 20, 100, 200 e 400 kPa, onde se pode observar o efeito do comprimento das fibras com mais facilidade.

Corroborando a análise feita anteriormente, observa-se uma influência significativa do comprimento das fibras a baixas tensões efetivas médias iniciais, sendo maior a resistência quanto maior for o comprimento das fibras. Em contrapartida, para tensões efetivas médias iniciais mais altas, o comportamento resistente do solo reforçado com fibras é praticamente inalterado quando se varia o comprimento das mesmas.

Segundo Casagrande (2001), isso provavelmente deve-se ao fato de que a baixas tensões confinantes as fibras atuam individualmente, ou seja, quanto maior for o comprimento da fibra, mais resistência esta irá mobilizar. Porém, quando as fibras são submetidas a altas tensões de confinamento elas atuam como um reforço único, onde o comprimento da fibra não influencia o comportamento resistente do solo reforçado. Esta observação corrobora a hipótese de que realmente as fibras

atuam em conjunto, formando uma “malha” de reforço fibroso, quando estas forem solicitadas em um nível de tensões alto.

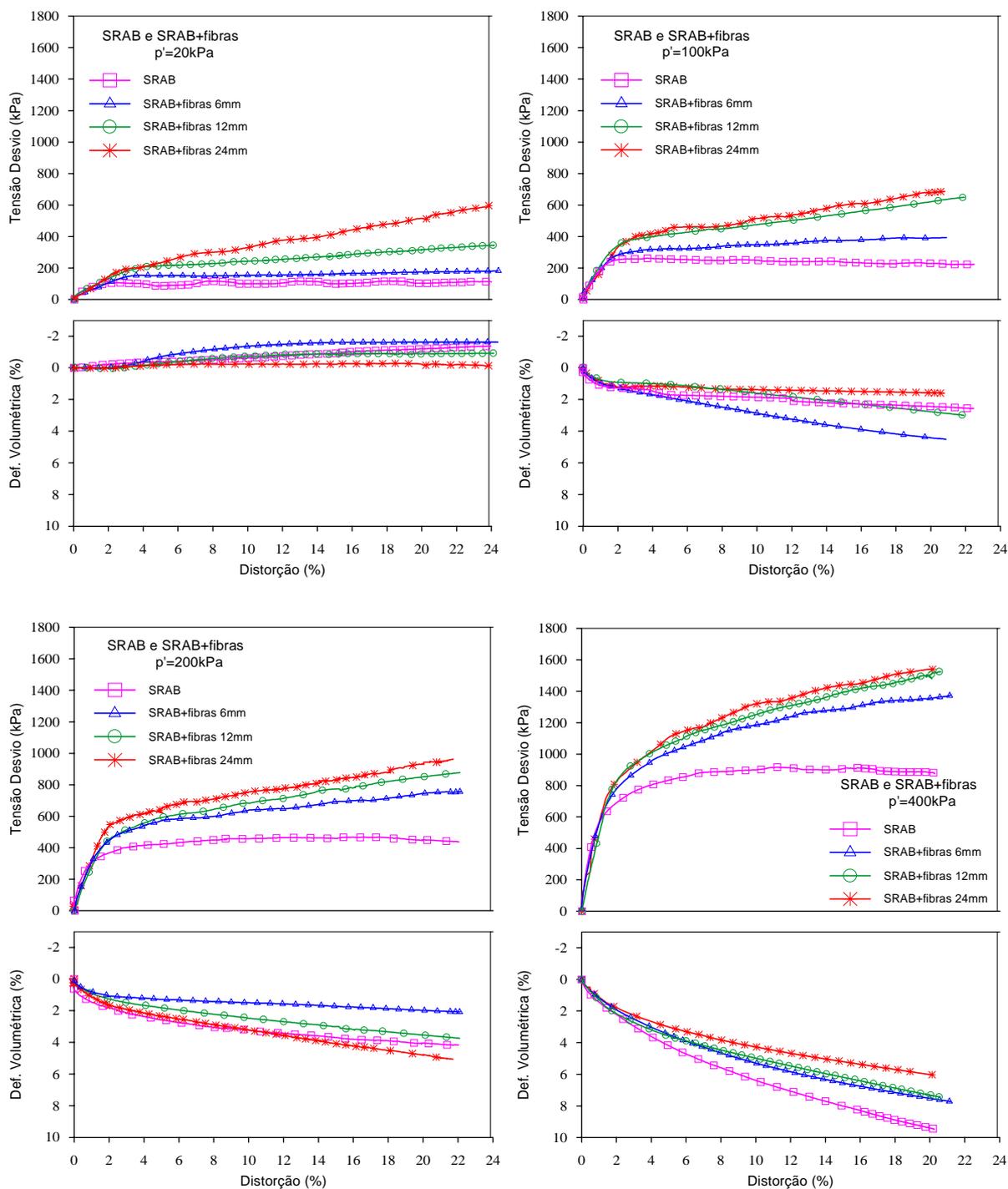


Figura 6.7 – Curvas tensão-deformação x distorção do SRAB, SRAB+fibras 6, 12 e 24mm, nas tensões efetivas médias iniciais de 20, 100, 200 e 400kPa.

A Figura 6.8 ilustra as curvas tensão-distorção e as curvas correspondentes de variação volumétrica, no espaço deformação distorcional versus deformação volumétrica, para os ensaios realizados com tensões efetivas médias iniciais de 4500kPa. Estes ensaios foram realizados para o SRAB e SRAB com fibras de 24mm, com carregamento drenado, após a etapa de compressão isotrópica anteriormente apresentada. Observa-se que a introdução de fibras não acarretou em uma mudança significativa no comportamento do SRAB, mostrando que as fibras não funcionam com a mesma eficácia para tensões efetivas médias iniciais extremamente altas.

A seguir, as Figuras 6.9 e 6.10 ilustram os ensaios triaxiais adensados e não drenados realizados para o SRAB e SRAB com fibras 24mm, nas tensões efetivas médias iniciais de 20, 100, 200 e 300kPa. As curvas estão definidas como tensão x deformação distorcional e geração de poro-pressão x deformação distorcional. Na figura 6.9 os ensaios estão mostrados em função da tensão efetiva média inicial e na Figura 6.10, em função da introdução ou não de fibras.

Observa-se que a introdução de fibras aumenta a resistência do material após uma certa deformação distorcional, e que esta resistência cresce com uma taxa aproximadamente constante. Tal observação está ilustrada mais claramente na Figura 6.11, que mostra o ganho de resistência com a introdução de fibras versus deformação distorcional. A análise desta figura mostra que o ganho de resistência é praticamente o mesmo e que a sua taxa de crescimento também é única, independentemente da tensão efetiva média inicial.

Nota-se uma tendência ao aumento da geração de poro-pressão com a introdução de fibras, que provavelmente associa-se ao aumento das deformações volumétricas de contração dos materiais com a introdução de fibras. O aumento das deformações volumétricas de contração com a introdução de fibras é uma característica previamente relatada na literatura pelos autores Bueno *et al* (1996) e Stauffer e Holtz (1996).

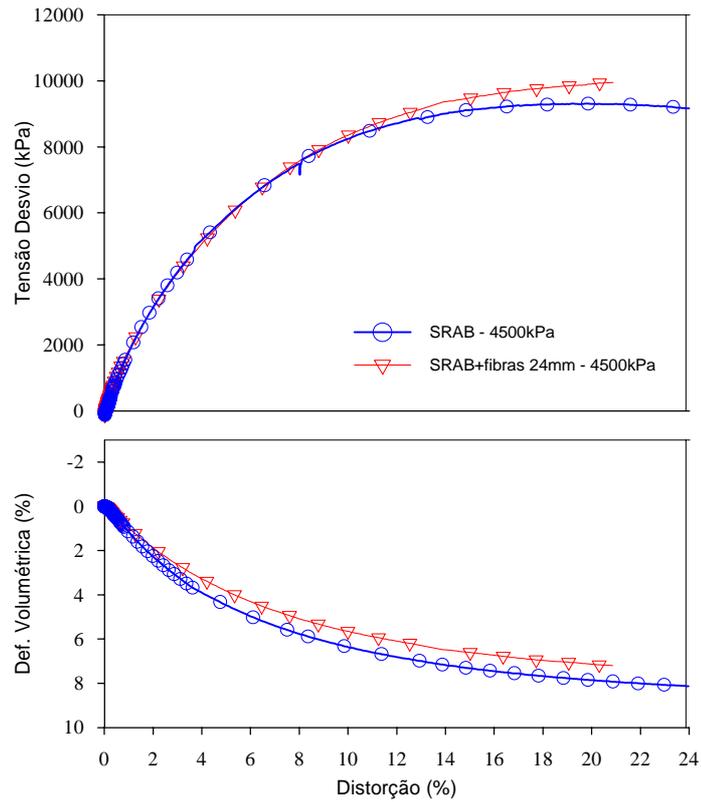


Figura 6.8 – Curvas tensão-deformação x distorção do SRAB e SRAB+fibras 24mm

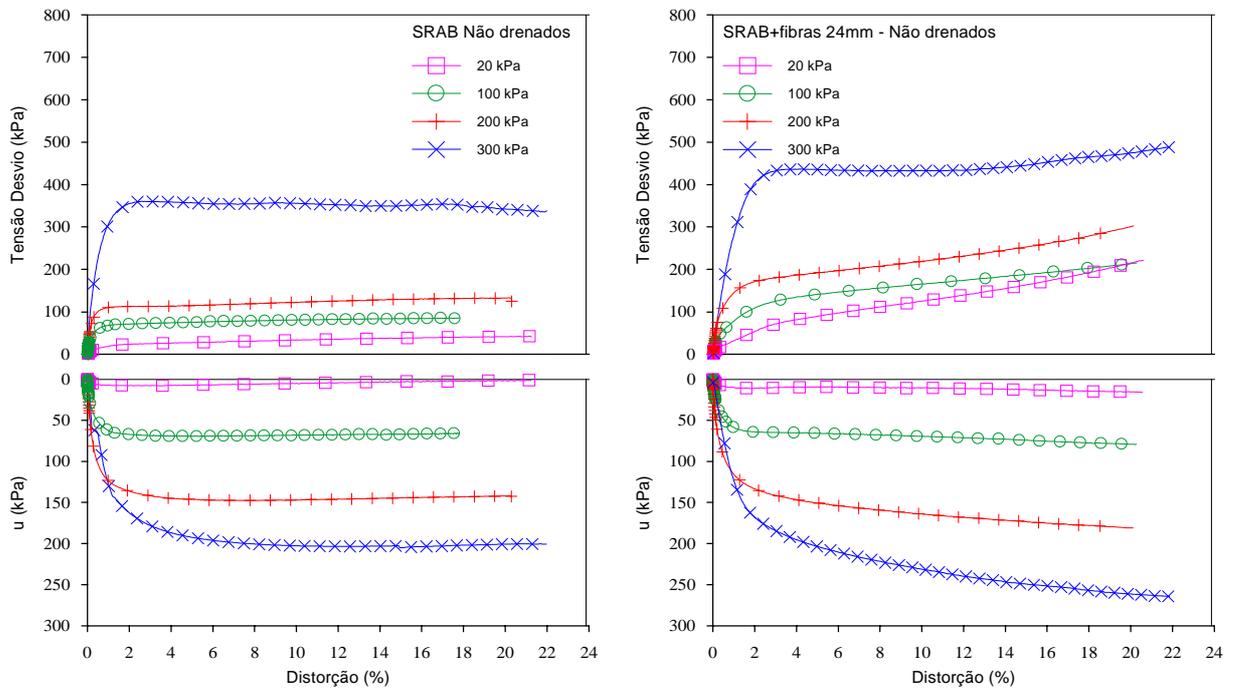
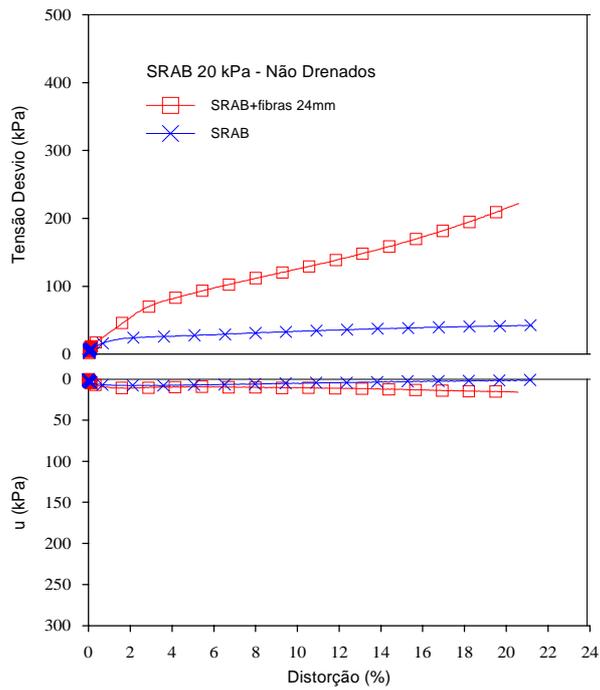
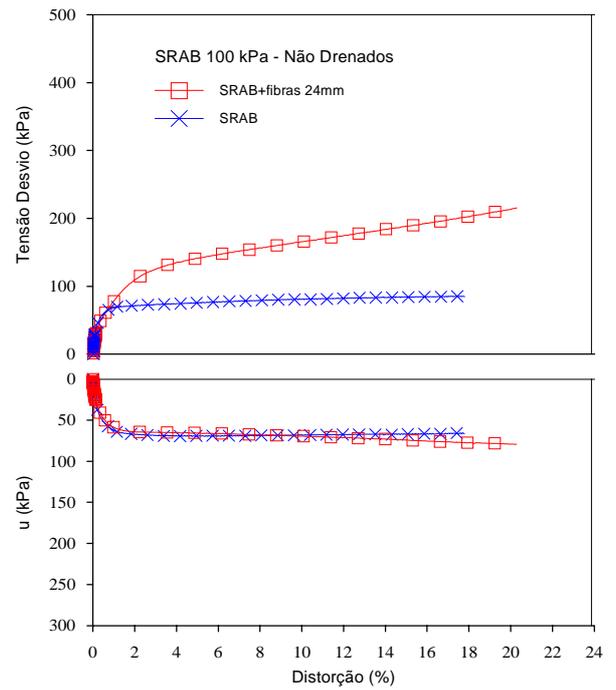


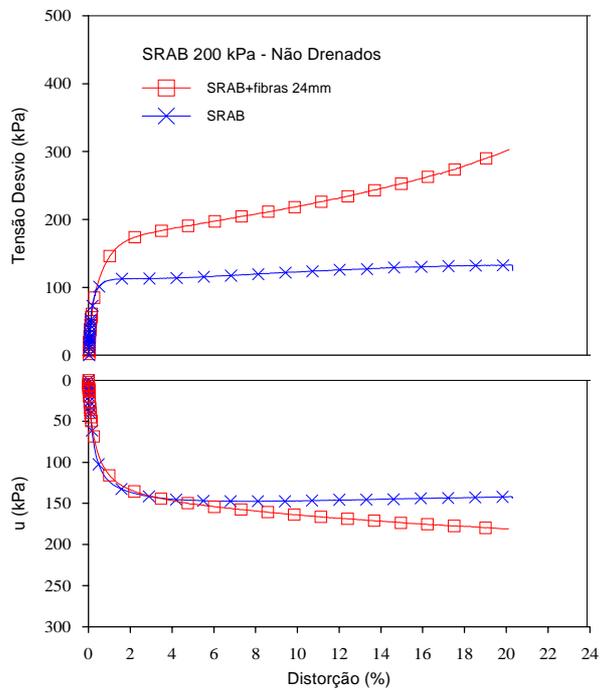
Figura 6.9 – Curvas tensão-deformação x distorção do SRAB e SRAB+fibras 24mm - não drenados



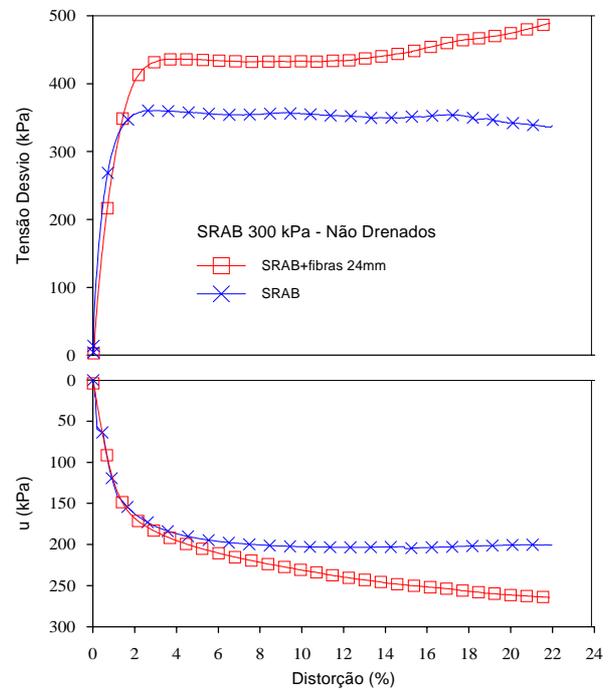
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 6.10 – Curvas tensão-deformação x distorção do SRAB e SRAB+fibras 24mm - não drenados

(a)  $p'=20\text{kPa}$ , (b)  $p'=100\text{kPa}$ , (c)  $p'=200\text{kPa}$  e (d)  $p'=300\text{kPa}$

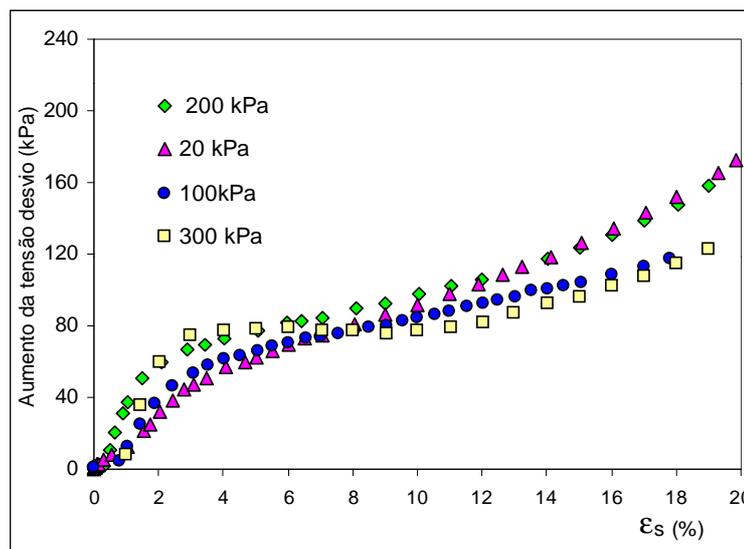
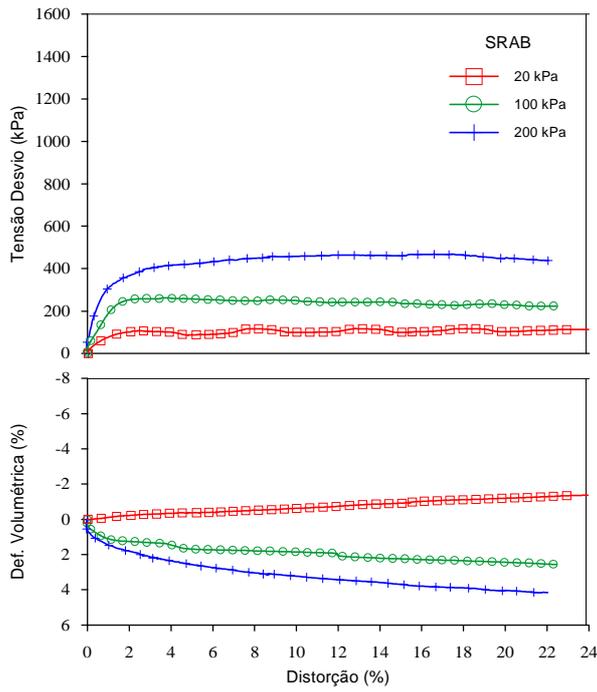


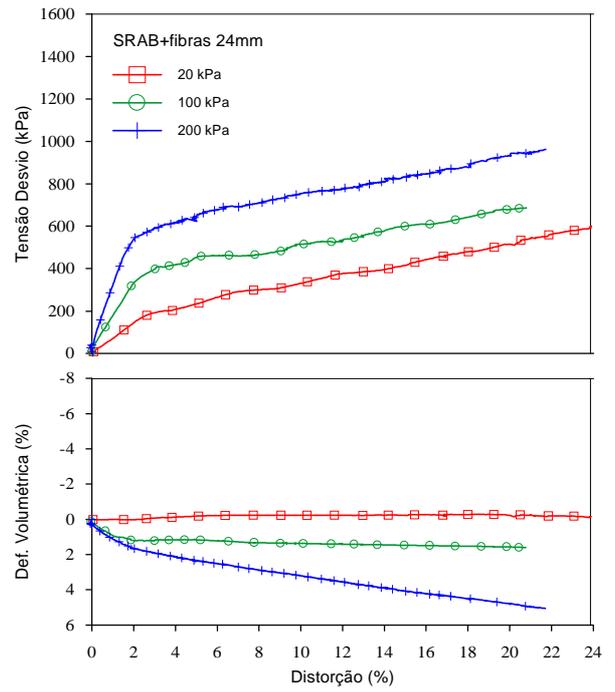
Figura 6.11 – Ganho de resistência com a introdução de fibras 24mm para o SRAB – ensaios não drenados

Na Figura 6.10 pode ser observado o instante no qual as fibras passam a contribuir de forma mais significativa para o acréscimo de resistência do material, em aproximadamente 0,5% de deformação distorcional. A partir daí torna-se evidente a diferença de comportamento entre o solo reforçado e o não reforçado. Da mesma forma que o postulado por Feuerharmel (2000) e Casagrande (2001), podem ser definidas três etapas que caracterizam o comportamento resistente do solo reforçado. Uma etapa inicial, onde o comportamento é controlado basicamente pela matriz de solo, uma etapa intermediária, na qual o comportamento do material compósito é comandado conjuntamente pela matriz e pelas fibras, e uma etapa final, onde o comportamento do material é comandado essencialmente pelas fibras. Este comportamento também foi verificado para outros materiais além do SRAB, no estudo realizado por Feuerharmel (2000).

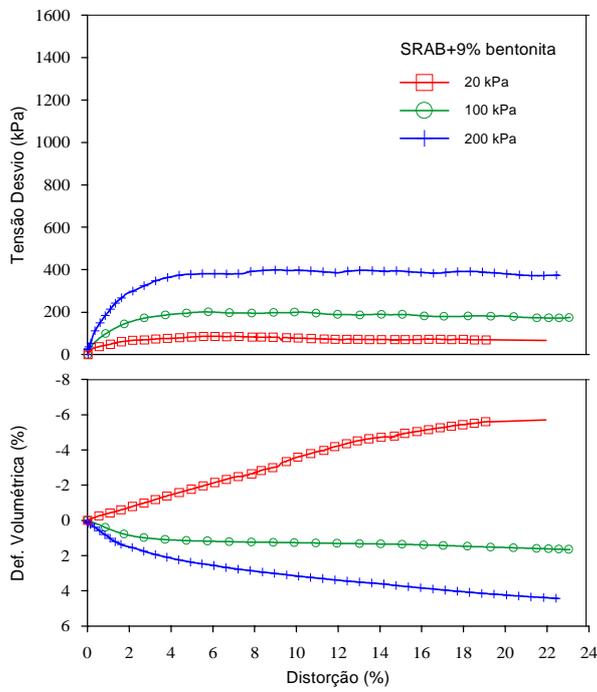
O comportamento tensão-deformação distorcional e a variação volumétrica-deformação distorcional estão ilustrados na Figura 6.12 para a matriz de SRAB, SRAB com fibras de 24mm, SRAB com 9% de bentonita e SRAB com fibras 24mm e 9% de bentonita, nas tensões efetivas médias iniciais de 20, 100 e 200 kPa.



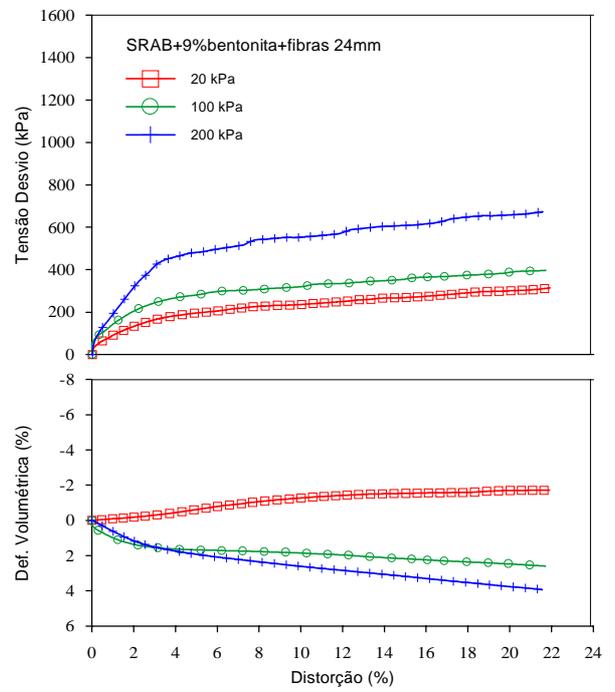
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 6.12 – Curvas tensão-deformação x distorção do (a) SRAB, (b) SRAB+fibras 24mm, (c) SRAB+9% de bentonita e (d) SRAB+9% de bentonita+fibras

Como já foi dito anteriormente, observa-se que a introdução de fibras ocasiona um aumento na resistência do compósito, que caracteriza-se por uma taxa constante de crescimento após aproximadamente 2,5% de deformação distorcional para os ensaios drenados (Figura 6.12-b). Observa-se, também, uma leve tendência ao aumento das deformações volumétricas de contração com a introdução de fibras.

Da observação da Figura 6.12-c pode-se concluir que a introdução de 9% de bentonita ocasionou uma sensível diminuição na resistência do compósito, enquanto que não foi notada nenhuma alteração significativa na sua variação volumétrica.

A introdução de bentonita e fibras, ilustrada na Figura 6.12-d, acarretou em uma diminuição da resistência do compósito quando comparado à matriz com fibras. A taxa de crescimento da resistência permaneceu inalterada, mostrando que o comportamento do SRAB com fibras e bentonita nada mais é do que o resultado da interação das características proporcionadas pelas fibras e pela bentonita separadamente.

A Figura 6.13 compara os ensaios *ring shear* realizados no SRAB e no SRAB com fibras de 24mm, ambos com tensão normal de 100kPa. Estes ensaios foram realizados com o intuito de verificar se a fibra continuaria atuando como elemento de reforço após deformações superiores àquelas medidas nos ensaios triaxiais. Até o presente momento, não tinha sido avaliada tal característica, que foi possível somente através da realização deste tipo de ensaio. Corroborando os resultados apresentados anteriormente, observa-se que a introdução de fibras definitivamente ocasiona um ganho de resistência, mesmo após grandes deslocamentos horizontais. Nota-se, também, uma tendência ao crescimento da resistência, mesmo após deslocamentos da ordem de 260mm, o que corresponderia a uma deformação distorcional de engenharia ( $\delta\gamma$ ) de aproximadamente 1400%, equivalente a uma deformação distorcional pura ( $\delta\varepsilon_s$ ) de 700%.

O objetivo da realização dos ensaios *ring shear* foi alcançado na medida em que pudemos verificar que a influência da fibra ainda é visível após grandes deslocamentos. O mecanismo de mobilização da resistência, mesmo após deslocamentos da ordem de 260mm, deve-se provavelmente à formação de uma zona de cisalhamento que talvez ocupe toda a espessura da amostra. O modo turbulento de comportamento no cisalhamento, identificado para as amostras

estudadas, poderia fazer com que as fibras fossem permanentemente solicitadas, de modo que as fibras estariam formando uma “malha” dentro da matriz, não funcionando somente como reforço em um plano de cisalhamento. Estudos complementares são necessários no sentido de identificar o mecanismo de mobilização de resistência após grandes deslocamentos, a nível microestrutural.

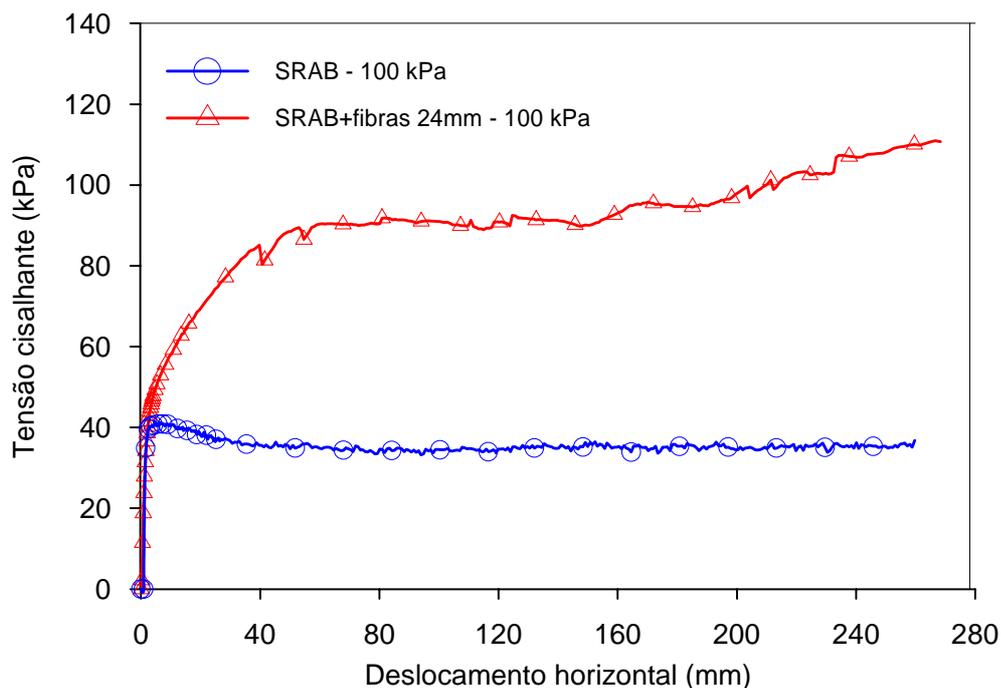


Figura 6.13 – Ensaio *ring shear* no SRAB e SRAB com fibras 24mm

Sabe-se que o estado de tensões em uma amostra no ensaio de cisalhamento torsional é semelhante ao estado de tensões em uma amostra submetida a um teste de cisalhamento direto, e por isso possui as mesmas limitações deste. Por isso, este tipo de ensaio não é satisfatório na investigação da correlação entre tensões e deformações, mas sim para a determinação das tensões de ruptura em um plano particular do solo, bem como na determinação da sua resistência residual após grandes deslocamentos horizontais (ensaio *ring shear*). As deformações medidas não são uniformes e os estados de tensões e deformações não são completamente definidos pela medição dos mesmos em somente um plano de cisalhamento (Atkinson e Bransby, 1978). Mesmo assim, na análise de cada material foi feita uma correlação entre os resultados dos ensaios triaxiais e dos

ensaios de cisalhamento torsional, observando-se as diferenças nas definições de tensão e deformação para cada tipo de ensaio. Vale ressaltar que a comparação dos ensaios de cisalhamento torsional com os ensaios triaxiais somente é válida para os ensaios de cisalhamento torsional até pequenas deformações horizontais, antes da formação de um plano de cisalhamento definido.

Baseando-se nas correlações de tensões e deformações que foram apresentadas no início deste capítulo, procedeu-se a uma análise comparativa entre os ensaios triaxiais e os ensaios de cisalhamento torsional, ilustrada na Figura 6.14. Para os ensaios triaxiais, foram estimados graficamente os parâmetros de resistência  $\tau'_n$  e  $\sigma'_n$ , adotando-se um ângulo de  $50^\circ$  para o plano de cisalhamento. Nos ensaios de cisalhamento torsional, a deformação distorcional de engenharia calculada durante o ensaio foi transformada para deformação distorcional pura, a mesma calculada nos ensaios triaxiais. Um ponto importante que deve ser ressaltado é que a análise comparativa entre os diferentes ensaios é somente qualitativa, uma vez que, para os ensaios triaxiais a tensão normal varia durante o teste.

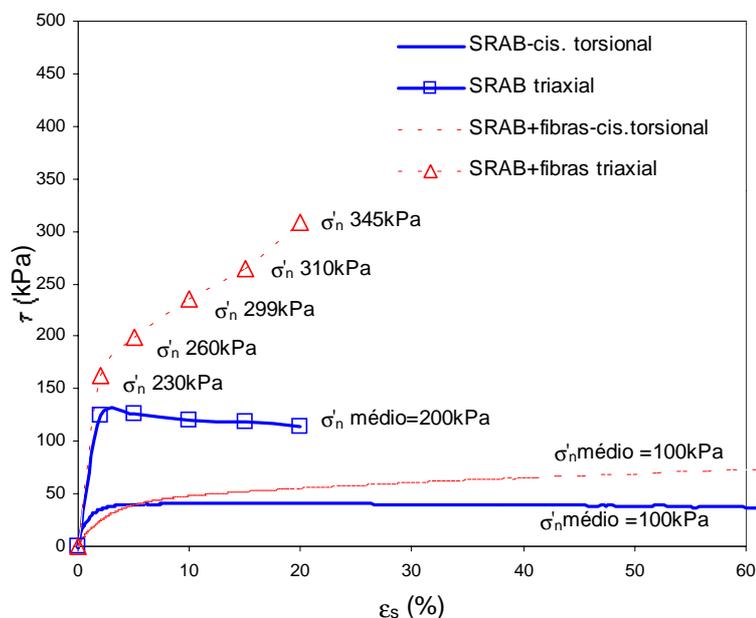


Figura 6.14 – Ensaio de cisalhamento torsional realizados no equipamento *ring shear* e ensaios triaxiais para o SRAB e SRAB com fibras 24mm.

Verificou-se que, apesar dos ensaios triaxiais não possuírem a mesma tensão normal dos ensaios de cisalhamento torsional, a tendência de crescimento de resistência apresenta-se de forma semelhante nos dois ensaios.

### **6.1.3 Alongamento das fibras**

Para que fosse avaliada a característica de alongamento das fibras após serem solicitadas, foi realizado um estudo que tentou avaliar o percentual de alongamento das fibras após um ensaio triaxial cisalhado a deformações distocionais da ordem de 20%.

Para a avaliação do comprimento da fibra após o ensaio procedeu-se da seguinte maneira: tomaram-se duas amostras cisalhadas a 20% de deformação distorcional com tensões efetivas médias iniciais de 60kPa e 300kPa, que foram imersas em água e depois lavadas em uma peneira com água corrente para possibilitar a separação das fibras e da matriz de solo. Depois, as fibras foram secadas ao ar e medidas com uma escala comum, em um número de 30 medições para cada amostra.

Verificou-se que o alongamento médio das fibras para o ensaio de 60kPa foi de 3,61mm, ou 15,06%, com um desvio padrão de 0,78mm. Para o ensaio de 300kPa, o alongamento médio das fibras observado foi de 3,77mm, ou 15,72%, com um desvio padrão de 0,56mm. Não foi observada a ruptura das fibras nas amostras estudadas.

Estes resultados mostram que as fibras, quando solicitadas, realmente tem um grande potencial de alongamento, uma vez que, em uma amostra cisalhada a 20% de deformação distorcional, as fibras alongaram uma média de 15,4% durante o ensaio. Tais resultados confirmam os dados fornecidos pelo fabricante em relação ao potencial de deformação das fibras, que, segundo eles, podem deformar cerca de 80% até a ruptura das mesmas.

#### 6.1.4 Envoltórias e Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento do SRAB

As envoltórias obtidas de amostras compactadas de SRAB, SRAB com fibras de 24, 12 e 6mm, SRAB com 9% de bentonita e SRAB com bentonita e fibras estão apresentadas no espaço  $s':t$ , na Figura 6.15. Todas as envoltórias estão plotadas para uma  $\varepsilon_s$  de 20%, uma vez que para os ensaios com fibras a envoltória “cresce” com o aumento das deformações distorcionais.

Para o SRAB obteve-se um ajuste perfeito para a regressão linear que representa a envoltória de resistência. Incluindo-se o ensaio com tensão efetiva média inicial de 4500kPa, não foi observada nenhuma mudança no valor da inclinação da reta ajustada para os pontos que delimitam a envoltória, confirmando que o nível de tensões não afeta o valor de  $\phi'$ , para o solo residual de arenito compactado.

No caso do SRAB com fibras 24mm verificou-se claramente a bi-linearidade da envoltória, caracterizada principalmente por um ângulo de atrito bem mais elevado na porção inicial e um intercepto coesivo alto na segunda porção linear da envoltória.

Confirmando o que foi postulado por vários autores, foi possível identificar uma tensão confinante crítica (e.g. Gray e Ohashi, 1983; Gray e Al-Refeai, 1986; Teodoro e Bueno, 1998), abaixo da qual os elementos de reforço são arrancados. Gray e Ohashi (1983) foram os primeiros a observar a existência da mudança do mecanismo de ruptura com o aumento da tensão confinante.

Na envoltória do SRAB com fibras 24mm observa-se que a tensão confinante onde ocorre uma mudança no comportamento do material, ou a tensão confinante crítica, é de aproximadamente 300kPa. Baseando-se no que foi apresentado na literatura, para tensões inferiores a 300kPa o mecanismo de ruptura ocorre através do deslizamento da fibra. Para tensões maiores que a tensão crítica, a ruptura é governada pela resistência à tração da fibra.

A Tabela 6.3 mostra os parâmetros de resistência dos materiais estudados, onde pode-se observar que a parte inicial da envoltória do SRAB com fibras 24mm possui um intercepto coesivo praticamente inexistente e um ângulo de atrito interno de 61,3°, correspondendo a duas vezes o valor do ângulo de atrito interno do SRAB não reforçado. Já na segunda parte da envoltória, onde resistência ao cisalhamento desenvolvida na interface solo-fibra se iguala ou supera a resistência à tração da fibra, o intercepto coesivo é muito alto (142,6kPa) e o ângulo de atrito interno é o mesmo do solo não reforçado. Desta forma, a envoltória do solo reforçado acima da tensão crítica torna-se paralela à envoltória do solo sem fibras, corroborando os resultados apresentados na literatura.

A inclusão de fibras de 12 e 6mm no SRAB também ocasionaram um aumento no intercepto coesivo, que foi maior para as fibras mais compridas. Observou-se também um aumento no ângulo de atrito interno dos compósitos, quando comparados ao solo sem reforço. Aparentemente, as envoltórias do SRAB com fibras de 12 e 6mm também possuem uma tensão crítica que governa o mecanismo de ruptura do compósito. Entretanto, devido ao pequeno número de ensaios, não foi possível determinar esta tensão crítica com o nível de precisão desejado.

A adição de 9% de bentonita ao SRAB praticamente não alterou os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos da envoltória da Figura 6.15. No caso da adição de bentonita e fibras, as fibras ocasionaram somente um acréscimo no intercepto coesivo e um acréscimo quase insignificante no ângulo de atrito interno, mostrando que as fibras afetaram somente a parcela coesiva do compósito.

O ângulo de atrito último medido ao final do ensaio *ring shear* para o SRAB foi de 21,6°, considerando-se um intercepto coesivo nulo. Para o SRAB com fibras 24mm foi medido um ângulo de atrito de 44,6°, com a limitação de ser estimado considerando a coesão igual a zero.

Na Figura 6.16 estão apresentadas as envoltórias de resistência no espaço  $p':q$  para o SRAB e SRAB com fibras 24mm a 5, 10, 15 e 20% de deformação distorcional. Nesta figura estão ilustrados os ensaios drenados e não drenados, sendo que os últimos fazem parte da porção inicial da envoltória, que está mostrada em detalhe na Figura 6.17.

Na Figura 6.17 estão apresentados os ensaios não drenados, também a 5, 10, 15 e 20% de deformação distorcional, que descrevem a parte inicial do conjunto de contornos que compõe a envoltória do SRAB. Baseando-se nas Figuras 6.16 e 6.17, pode-se observar claramente que, conforme aumentam as deformações distorcionais, a envoltória de resistência “cresce”, com uma declividade um pouco maior na parte inicial, passando a contornos paralelos à envoltória do solo não reforçado, para deformações distorcionais da ordem de 20%.

Observa-se, na Figura 6.16, que a envoltória para  $\varepsilon_s=5\%$  apresenta uma queda na tensão desvio para os ensaios com tensões efetivas médias iniciais mais altas. O mesmo pode ser notado para a envoltória de  $\varepsilon_s=10\%$ , porém em menor escala, mostrando que, para deformações distorcionais da ordem de 5% e para tensões efetivas médias iniciais superiores a 400kPa, a envoltória de resistência possui uma curvatura maior. Com o aumento das deformações distorcionais, a envoltória aumenta com uma proporção muito maior para tensões efetivas médias iniciais mais altas, tornando-se paralela ao solo sem reforço para deformações distorcionais mais elevadas.

Os pontos de divergência plotados nas envoltórias da Figura 6.16 são os pontos a partir dos quais se observa influência do reforço fibroso na resistência do material. Na figura 6.10, por exemplo, estes pontos podem ser identificados para os ensaios não drenados no espaço  $q:\delta\varepsilon_s$ . Analisando-se estes pontos de divergência verifica-se que para os valores de resistência abaixo destes, o solo reforçado comporta-se de maneira semelhante ao solo sem reforço. Este comportamento pode ser verificado através da observação dos pontos de divergência da resistência no espaço  $q:p'$ , que recaem exatamente em cima da envoltória do solo sem reforço.

Por último, observando-se a envoltória do SRAB e do SRAB com fibras, nota-se o “crescimento” da envoltória conforme aumentam as deformações distorcionais e também a existência de uma envoltória curvilínea-linear ou bi-linear para o solo reforçado, confirmando o que foi postulado por vários autores.

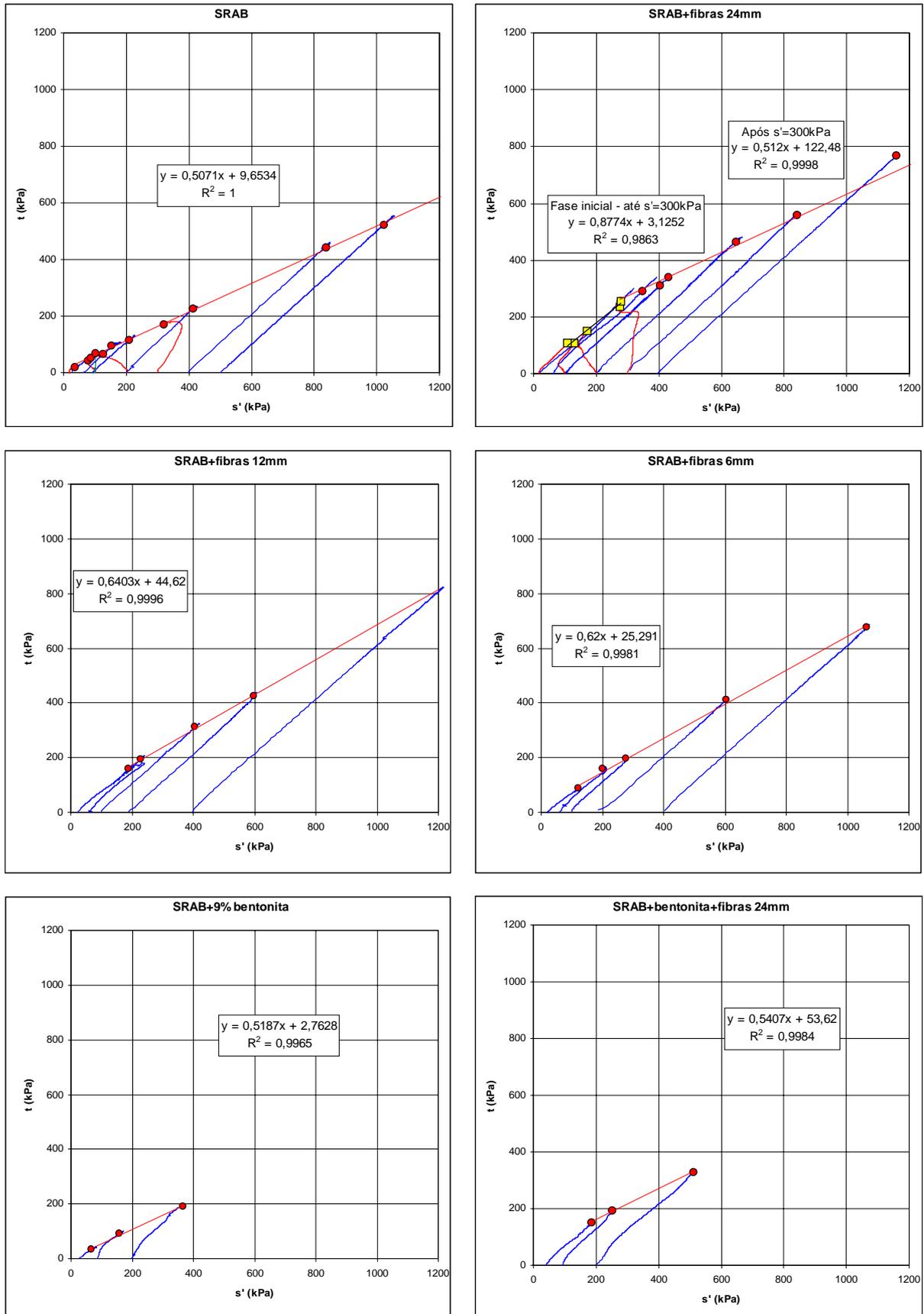


Figura 6.15 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento no espaço  $s':t$  para os materiais compósitos a 20% de deformação distorcional.

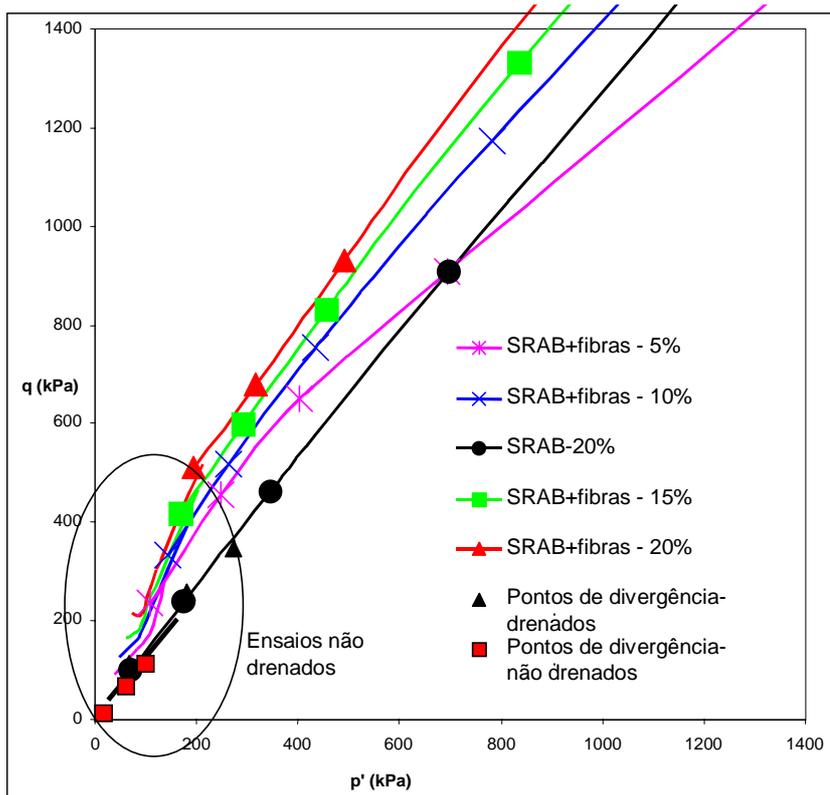


Figura 6.16 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento no espaço  $p'$ : $q$  para o SRAB e SRAB com fibras 24mm a 5, 10, 15 e 20% de deformação distorcional – ensaios drenados e não drenados.

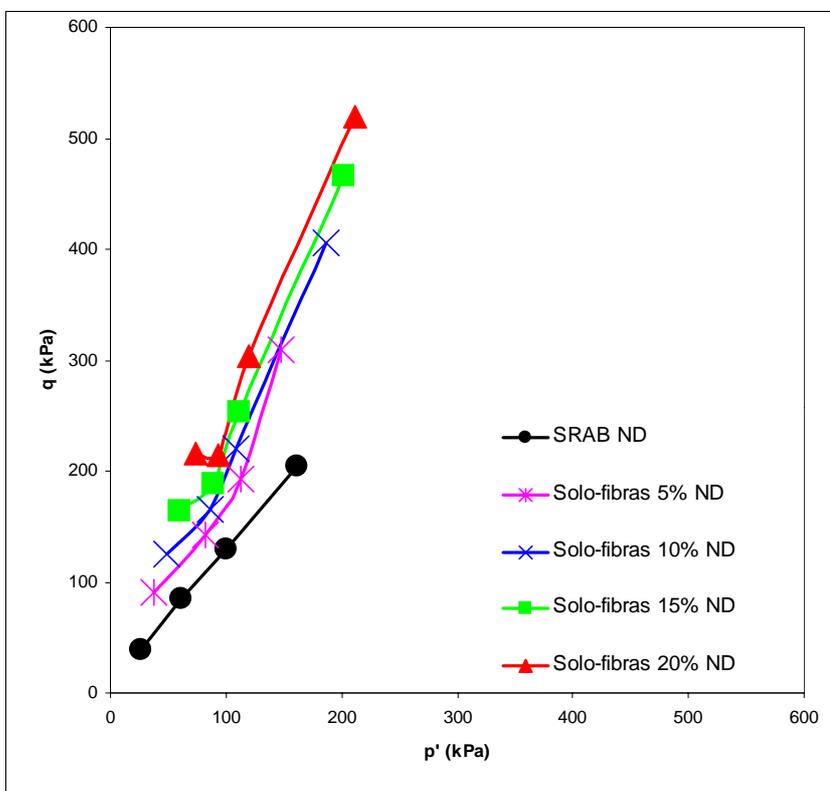


Figura 6.17 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento no espaço  $p'$ : $q$  para o SRAB e SRAB com fibras 24mm a 5, 10, 15 e 20% de deformação distorcional – escala expandida da Figura 6.16 – ensaios não drenados.

Tabela 6.3 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento do SRAB

Material	c (kPa)	$\phi'$ (graus)
SRAB*	11,2	30,5
SRAB+fibras 24mm	6,51	61,3
	142,6	30,8
SRAB+fibras 12mm	58,1	39,8
SRAB+fibras 6mm	32,2	38,3
SRAB+9% bentonita	3,2	31,2
SRAB+bentonita+fibras 24mm	63,7	32,7

\* compactado ( $e \cong 0,54$ )

### 6.1.5 Capacidade de Absorção de Energia de Deformação do SRAB

A tenacidade é a propriedade do material que expressa a energia absorvida pelo mesmo ao deformar-se. A variável de resposta adotada para avaliar a tenacidade dos materiais compósitos fibrosos foi a capacidade de absorção de energia de deformação ( $E_{def}$ ). A  $E_{def}$  é uma grandeza numericamente igual à área abaixo da curva tensão x deformação distorcional, que neste caso foi avaliada até uma deformação distorcional de 20%. Então, a  $E_{def}$  avaliada nada mais é do que a energia absorvida pelo compósito para atingir 20% de deformação distorcional. Utilizou-se a simbologia  $E_{def20\%}$  para expressar esta condição.

A Figura 6.18 e a Tabela 6.4 mostra a variação da energia de deformação absorvida para o SRAB, para o SRAB com fibras 24mm, SRAB com 9% de bentonita e SRAB com bentonita e fibras, em função da variação da tensão efetiva média inicial do ensaio.

Confirmando o que foi postulado por Casagrande (2001), ao comparar-se a energia de deformação absorvida com a variação da tensão efetiva média inicial, observa-se o aumento da energia de deformação com a inclusão de fibras na matriz de SRAB. Para o caso de fibras de 24mm, a contribuição é de aproximadamente 60 kJ/m<sup>3</sup> na tenacidade do SRAB.

A adição de bentonita diminui a tenacidade do compósito em aproximadamente  $22\text{kJ/m}^3$ . Por outro lado, a adição de bentonita e fibras caracteriza-se pela influência conjunta da diminuição tenacidade em função da adição de bentonita e do aumento da tenacidade em função da introdução de fibras, resultando em um aumento de somente  $7\text{kJ/m}^3$  na tenacidade do compósito.

Outra característica, também verificada por Casagrande (2001), foi o aumento da tenacidade para baixas tensões efetivas médias iniciais. Observou-se uma diminuição progressiva da energia de deformação do compósito com o aumento das tensões efetivas médias iniciais, ou seja, as fibras tem um desempenho muito maior na tenacidade do compósito quando solicitadas a baixas tensões efetivas médias iniciais. A Tabela 6.4 ilustra esta característica com mais clareza.

Tabela 6.4 – Variação da energia de deformação com as tensões efetivas médias iniciais.

$p'$	SRAB	SRAB+fibras		SRAB+bentonita		SRAB+bentonita +fibras	
	$E_{\text{def}20\%}$ ( $\text{kJ/m}^3$ )	$E_{\text{def}20\%}$ ( $\text{kJ/m}^3$ )	Variação (%)*	$E_{\text{def}20\%}$ ( $\text{kJ/m}^3$ )	Variação (%)*	$E_{\text{def}20\%}$ ( $\text{kJ/m}^3$ )	Variação (%)*
20	19,92	65,8	230	12,61	-37	43,98	121
60	38,15	86,11	126	-	-	-	-
100	48,94	92,97	90	36,73	-25	62,99	29
200	90,62	155,17	71	76,82	-15	109,22	20
300	-	199,46	-	-	-	-	-
400	188,82	264,93	40	-	-	-	-
500	186,32	-	-	-	-	-	-
4500	1488,53	1514,67	2	-	-	-	-
Contribuição média		$60\text{kJ/m}^3$		$-22\text{kJ/m}^3$		$7\text{kJ/m}^3$	

\* Variação da  $E_{\text{def}}$  em relação ao SRAB

Na Figura 6.18 observa-se claramente a linearidade da contribuição das fibras na tenacidade dos compósitos em função das tensões efetivas médias iniciais. A Figura ilustra que, apesar da fibra contribuir de forma bem mais significativa para tensões efetivas médias iniciais mais baixas, a taxa de aumento da energia de deformação com a introdução de fibras é linear e constante. O aumento médio na

tenacidade abordado anteriormente foi avaliado baseando-se no intercepto para  $p'=0$  da reta de ajuste dos pontos, na Figura 6.18.

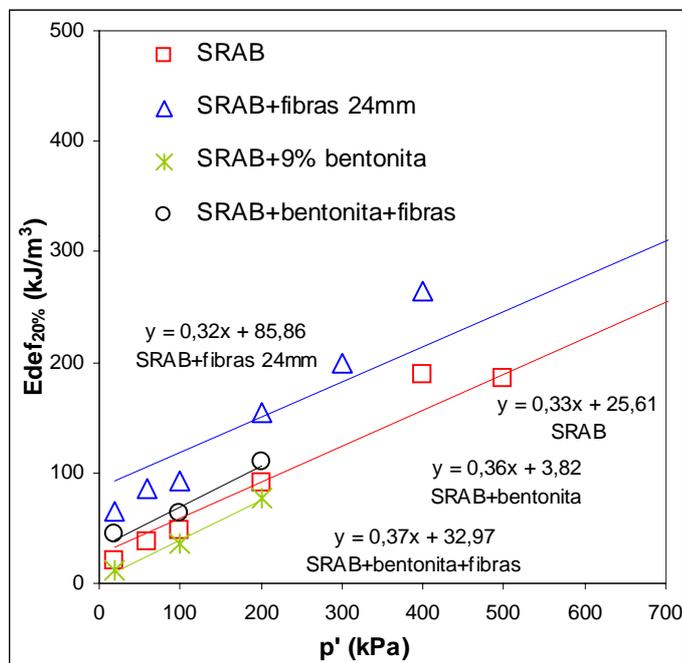


Figura 6.18 – Energia de deformação absorvida para 20% de deformação distorcional, com a variação da tensão da tensão efetiva média inicial, para o SRAB e SRAB com fibras 24mm

### 6.1.6 Rigidez do SRAB

Os dados provenientes de alguns dos ensaios não drenados foram analisados em termos de rigidez ou módulo de deformação tangente, plotados versus o logaritmo das deformações cisalhantes. Assumindo-se que o material comporta-se de modo isotrópico, a rigidez calculada representa, então, o módulo cisalhante  $G$ , ou  $G_u$  (módulo cisalhante não drenado) dado pela equação 6.1.

$$G = \frac{\delta q}{3\delta \varepsilon_s} \quad (6.1)$$

A rigidez tangente foi calculada usando-se uma regressão linear sobre os 5 primeiros pontos, 11 primeiros pontos e após, 31 pontos, na curva  $q:\delta\varepsilon_s$ . Vale ressaltar que a avaliação da rigidez dos compósitos foi feita somente com o objetivo de se analisar a influência da introdução de fibras, não sendo dada atenção à avaliação da plastificação da estrutura do compósito em si.

A Figura 6.19 mostra a relação típica entre módulo cisalhante e deformações distorcionais para solos normalmente adensados e também para solos pré adensados. Existem três regiões, como indicado, onde o comportamento é diferente. Para deformações muito pequenas, menores que alguns valores correspondentes à primeira plastificação da estrutura (usualmente da ordem de 0,001%), a rigidez é aproximadamente constante e o comportamento tensão-deformação é linear. Para grandes deformações, quando o estado da amostra já tiver alcançado a superfície limite de estado (usualmente maior que 1%), o comportamento é elasto-plástico. Existe ainda um comportamento intermediário, a pequenas deformações, onde a rigidez muda rapidamente com as deformações e o comportamento é altamente não linear.

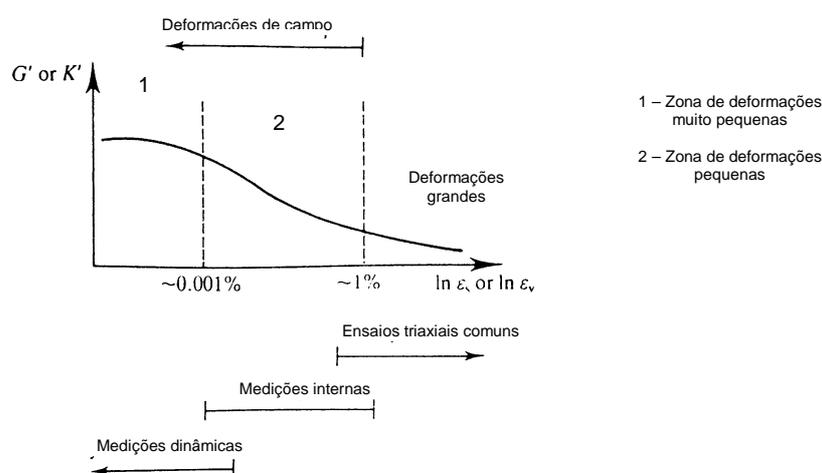


Figura 6.19 – Características do comportamento da rigidez dos solos em campo e em testes de laboratório (Atkinson & Bransby, 1978)

A seguir, a Figura 6.20 mostra a variação do módulo tangente em 4 testes realizados com carregamento não drenado, para tensões efetivas médias iniciais de 100kPa e 200kPa.

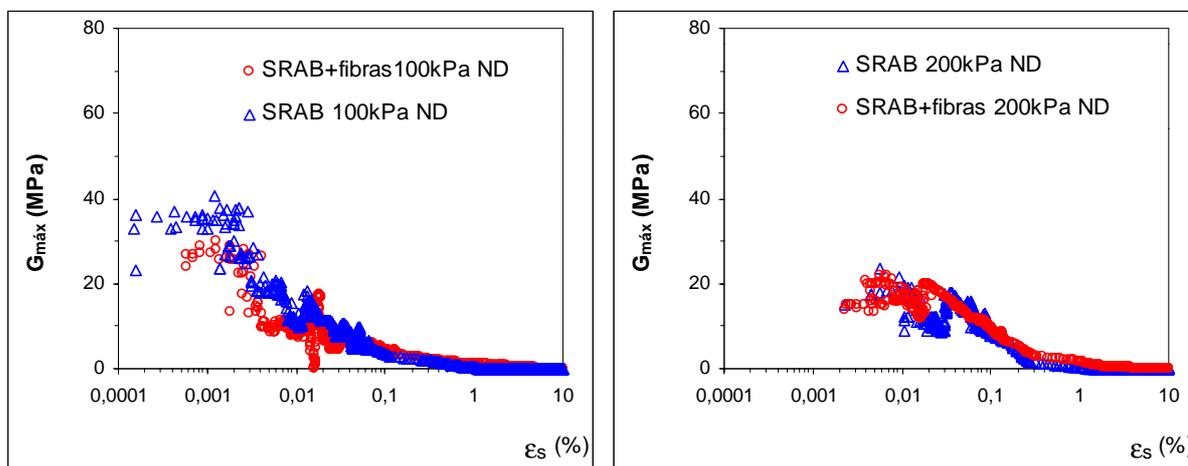


Figura 6.20 – Variação de  $G_{\text{máx}}$  com a deformação distorcional para o SRAB e SRAB com fibras 24mm, com  $p' = 100$  e 200kPa e carregamento não drenado

Apesar da dificuldade encontrada na determinação da rigidez tangente a deformações muito pequenas ( $< 0,001\%$ ) para os ensaios com  $p' = 200\text{kPa}$ , observa-se que a mesma aumenta com o aumento da tensão efetiva média inicial, em maior escala para deformações distorcionais inferiores a  $0,1\%$ . Como exemplo, o  $G_{\text{máx}}$  médio calculado para  $p' = 100\text{kPa}$  e  $\delta\epsilon_s = 0,01\%$  é de 8MPa; para  $p' = 200\text{kPa}$  e  $\delta\epsilon_s = 0,01\%$  é de 17MPa, corroborando os resultados apresentados na literatura por Cuccolillo e Coop (1997); Montardo (1999); Feuerharmel (2000).

Observa-se, também, a concordância da forma da curva  $G:\log\epsilon_s$  com o padrão descrito na literatura. As curvas  $G:\log\epsilon_s$  para  $p' = 100\text{kPa}$  apresentam um patamar elástico linear seguido de uma significativa redução da rigidez com o aumento de  $\epsilon_s$  até deformações da ordem de  $1\%$ . Para deformações maiores, a redução da rigidez é bem menos intensa. O patamar observado nestes ensaios é aproximadamente linear até deformações da ordem de  $0,002\%$ , definindo um  $G_0$  de aproximadamente 40MPa para o ensaio com  $p' = 100\text{kPa}$ .

Com relação à introdução de fibras, nota-se que esta variável não exerce qualquer efeito no SRAB, apesar da dispersão dos resultados a baixos níveis de deformação.

Na literatura, tanto o aumento como a diminuição da rigidez já foram relatados. Alguns aspectos, tais como o teor de fibras, foram avaliados e apresentaram resultados antagônicos, dependendo diretamente do tipo da fibra utilizada (Maher e Ho, 1994; Consoli *et al*, 1999). Esta característica do comportamento dos compósitos fibrosos foi generalizada por Montardo (1999):

Não são possíveis generalizações sobre os compósitos fibrosos sem que antes sejam estabelecidas as propriedades de cada um de seus componentes.

Para o caso das fibras de polipropileno, alguns estudos já foram feitos no sentido de verificar a rigidez dos compósitos, porém com a avaliação do módulo de deformação secante. Montardo (1999), observou que a introdução de fibras de polipropileno não exerce qualquer efeito na rigidez de uma areia. Feuerharmel (2000), verificou que o módulo de deformação secante a 0,1% de deformação axial sofreu uma pequena redução, praticamente insignificante, com a introdução de fibras de polipropileno no SRAB, comprovando que as fibras de polipropileno não exercem uma influência significativa na rigidez dos compósitos de SRAB.

Como parte da avaliação da rigidez dos compósitos, foram realizados testes com *bender elements* para a avaliação do módulo cisalhante a deformações muito pequenas ( $G_0$ ).

Classicamente, reconhece-se que o módulo de deformabilidade ou módulo cisalhante é proporcional ao nível de tensões efetivas elevado a um expoente  $n$ , que varia com o nível de deformações, sendo que para pequenas deformações o módulo aproxima-se de 0,5 e para grandes deformações tende a 1. Viggiani e Atkinson (1995), ao estudarem o comportamento a pequenas deformações de solos de granulometria fina, concluíram que o módulo cisalhante a deformações muito pequenas pode ser relacionado ao estado de tensões através da expressão:

$$\frac{G}{p_r} = A \left( \frac{p'}{p_r} \right)^n R_0^m \quad (6.2)$$

Esta equação representa uma reta no plano normalizado  $\log G/p_r$ :  $\log p'/p_r$ , onde  $R_0$  representa a razão de sobreadensamento,  $A$ ,  $n$  e  $m$  são parâmetros adimensionais e  $p_r$  é a pressão de referência usada para adimensionalizar o plano em questão ( $p_r=1\text{kPa}$ ). Para cada nível de deformação, corresponde uma reta dada pela equação 6.2. Para o caso dos ensaios apresentados, existe somente uma reta para o nível de deformações muito pequenas ( $< 10^{-5}$  - Dvvik e Madshus, 1985), uma vez que as leituras foram coletadas durante a fase de carregamento isotrópico do ensaio triaxial.

Os resultados ilustrados na Figura 6.21, quando adimensionalizados, podem ser representados no plano  $\log G/p_r$ :  $\log p'/p_r$  pela seguinte equação:

$$\frac{G_0}{p_r} = 5186 \left( \frac{p'}{p_r} \right)^{0,596} \quad (6.3)$$

Martins (2001) compara os parâmetros  $A$  e  $n$  apresentados na literatura para diversos materiais reconstituídos e para o SRAB indeformado. Observa-se na Tabela 6.5 que os parâmetros obtidos encontram-se dentro da faixa de variação observada para os solos arenosos, e que a reta descrita no plano normalizado  $\log G/p_r$ :  $\log p'/p_r$  para o SRAB compactado possui exatamente a mesma inclinação que para o SRAB indeformado, diferindo somente no parâmetro  $A$ , que mostra que o  $G_0$  do solo compactado ( $e_0=0,5$ ) é superior ao do solo indeformado ( $e_0=0,7$ ).

Na Figura 6.21 é mostrada a variação do módulo cisalhante  $G_0$  em função da tensão efetiva isotrópica para o SRAB e SRAB com fibras de 24mm, sendo que ambos os eixos estão representados em escala logarítmica.

Nota-se que nos ensaios com *bender elements* a introdução de fibras também não exerce um efeito significativo no  $G_0$  do SRAB, medido durante o ensaio de compressão isotrópica.

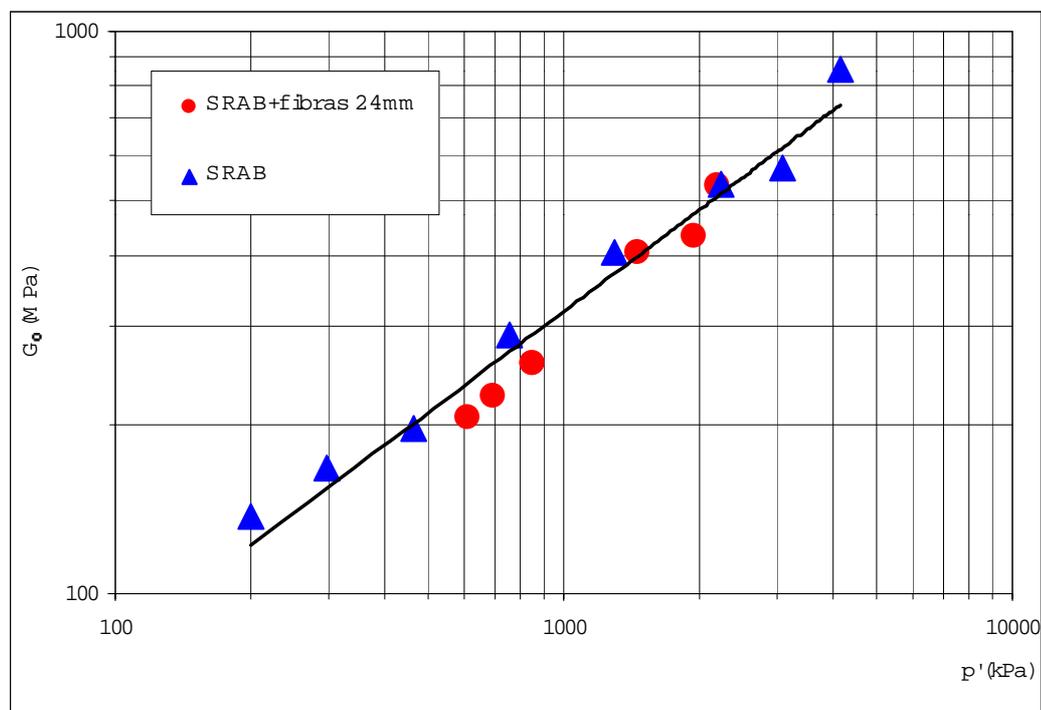


Figura 6.21– Ensaio de *bender elements* no SRAB e SRAB com fibras 24mm

Tabela 6.5 – Comparação entre os parâmetros  $A$  e  $n$  do SRAB e de outros materiais (adaptada de Martins, 2001).

Solo	$A$	$n$	referência
SRAB (compactado)	5186	0,596	Presente trabalho
SRAB (indeformado)	4000	0,6	Martins (2001)
Ham River Sand	3899	0,593	Jovicic & Coop (1997)
Granito decomposto	763	0,884	Jovicic & Coop (1997)
Dogs Bay Sand	3096	0,686	Jovicic & Coop (1997)
Argila reconstituída	1964	0,653	Viggiani & Atkinson (1995)

## 6.1.7 Comportamento do SRAB à luz da Teoria do Estado Crítico

### 6.1.7.1 Definição da LEC do SRAB

Segundo o proposto pela Teoria do Estado Crítico, a localização das linhas de referência (Linha Isotrópica de Compressão e Linha do Estado Crítico) possibilita a normalização do comportamento do material com relação às mesmas. De acordo com Coop (2000)<sup>5</sup>, a normalização dos resultados nos permite verificar (1) a consistência das relações tensão-deformação, (2) a convergência do comportamento para o estado crítico com o aumento do nível de deformações e (3) a forma das trajetórias normalizadas, o que permite inferir sobre o seu caráter normalmente adensado, pré adensado ou estruturado. Neste trabalho, coloca-se em perspectiva as diferenças do comportamento intrínseco do solo e o comportamento do solo reforçado com fibras, comparando-se os resultados da LEC e da normalização dos resultados em relação à LIC.

Várias tentativas infrutíferas já foram feitas no sentido de identificar a LEC para o SRAB. Neste trabalho, identificou-se uma linha que talvez seja representativa do Estado Crítico, uma vez que em alguns dos ensaios apresentados as amostras ainda apresentam variação de volume durante o cisalhamento, indicada pelas setas na Figura 6.22.

Vale ressaltar que, para as amostras com fibras, a resistência mecânica continua aumentando mesmo para deformações distorcionais superiores a 20%, não definindo, portanto, um estado constante de tensões e deformações. Nesse caso, foi definido somente um estado constante de deformações, e as setas indicam somente se a amostra ainda está contraindo ou expandindo. Desta forma, não é válido dizer que as amostras de SRAB reforçadas com fibras atingiram o estado crítico, definido somente para o solo sem reforço. Adotaremos, para designar o “estado crítico” do solo reforçado, o termo Linha do Estado Constante de Deformações – LECD.

---

<sup>5</sup> COOP, M.R. The influence of particle breakage and state on the behaviour of sands. In.: INTERNATIONAL WORKSHOP ON CRUSHABLE SOILS, July, 1999, Japan. **Proceedings...** Yamaguchi University, 2000, citado por Martins (2001).

A Figura 6.22 mostra a LEC proposta para o SRAB e a LECD proposta para o SRAB com fibras de 24mm no espaço  $v : \ln p'$ . Para o SRAB foi identificada uma LEC paralela à LIC, descrita pela equação  $v = \Gamma - \lambda \ln p'$ , onde  $\Gamma=1,798$  e  $\lambda=0,066$ , que corresponde a uma envoltória linear no espaço  $q:p'$  dada por  $q=Mp'$ , onde  $M=1,222$ , e que por sua vez, corresponde a um ângulo de atrito do estado crítico -  $\phi'_{ult}$  - de  $30,5^\circ$ .

Para o SRAB com fibras de 24mm, observa-se que a LECD apresenta-se paralela à LIC somente após um certo nível de tensões, que coincide com a pressão crítica identificada na envoltória do SRAB com fibras apresentada no item 6.1.3 (de aproximadamente 300kPa). Para tensões menores que a tensão crítica, a LEC apresenta-se com uma declividade bem mais acentuada, coincidindo também com o que foi observado no espaço  $q:p'$ , onde foi identificado um  $M=2,479$ . Para tensões superiores à tensão crítica, o solo reforçado comporta-se de maneira semelhante ao solo não reforçado, apresentando um  $M=1,234$  e uma LECD idêntica a linha do solo sem reforço.

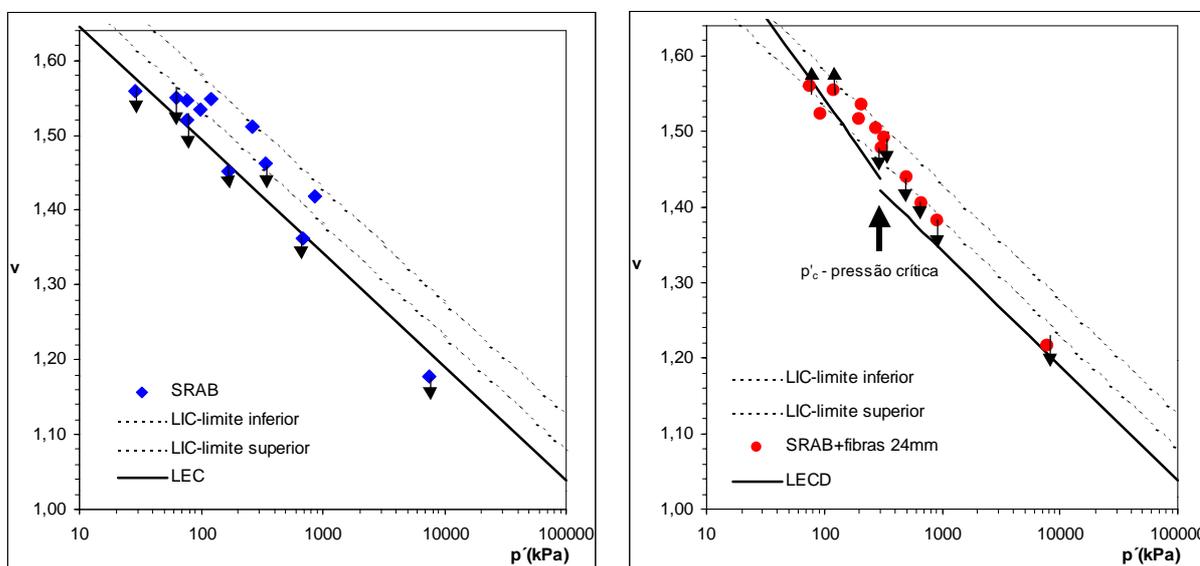


Figura 6.22– LEC para o SRAB e LECD para o SRAB com fibras 24mm

A LEC para o SRAB com bentonita e para o SRAB com fibras não pode ser identificada em função do pequeno número de ensaios e da dispersão dos valores de  $v$  e  $p'$  verificada para as amostras ensaiadas.

Na Tabela 6.6 estão resumidos os parâmetros obtidos para a LEC do SRAB e do SRAB com fibras.

Tabela 6.6 – Parâmetros obtidos para a LEC do SRAB

Material		$\Gamma$	$\lambda$	$\phi$	M
SRAB		1,798	0,066	30,5	1,222
SRAB+fibras 24mm	Antes $p'_c$	1,980	0,095	61,3	2,479
	Após $p'_c$	1,798	0,066	30,8	1,234

#### 6.1.7.2 Normalização do SRAB

A Figura 6.23 apresenta os dados dos ensaios drenados e não drenados no SRAB e SRAB com fibras 24mm, que foram normalizados com respeito à pressão equivalente  $p'_e$  (ver Figura 2.6) com o objetivo de adimensionalizar  $q'$  e  $p'$ .

A primeira observação que pode ser feita em relação a normalização do SRAB com respeito à LIC é que aparentemente, somente a superfície de Hvorslev parece estar bem definida no plano normalizado. A superfície de Roscoe, que liga os pontos representados pela LIC e pela LEC, parece não definir a superfície limite de estado de um solo remoldado, e sim aproxima-se à superfície regularmente observada para solos com cimentação, que apresentam um pico e depois convergem ao ponto que representa a LEC. Não foi encontrada nenhuma explicação razoável para tal comportamento, sendo que seria necessário que se fizessem mais estudos sobre o assunto.

O principal efeito causado pela adição de fibras que pode ser notado no plano normalizado é que as amostras reforçadas alcançam estados muito além da superfície limite de estado definida para o solo sem reforço. Esta análise também mostra claramente que as fibras funcionam com maior eficácia a baixas tensões confinantes, corroborando o que foi previamente observado na análise da deformabilidade dos compósitos.

A adição de fibras também faz com que as amostras atinjam estados fora do limite definido pela LIC, representada pelo número 1 no plano normalizado.

A normalização do solo reforçado foi feita somente com o intuito de comparar as características proporcionadas pelas fibras com as do solo sem reforço, uma vez que esperava-se que o solo reforçado fosse não "normalizável".

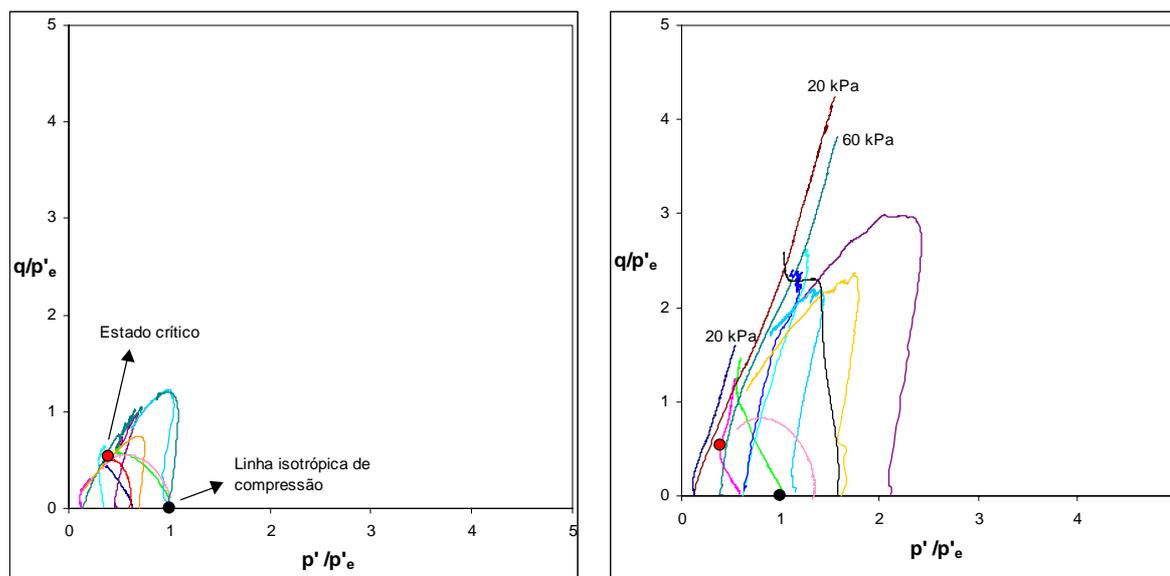


Figura 6.23 - Superfície limite de estado no plano normalizado  $q'/p'_e : p'/p'_e$  para o SRAB e SRAB com fibras 24mm

### 6.1.7.3 Razão de Tensões x Dilatância do SRAB

Plotando-se a razão de tensões  $q/p'$  em função da dilatância, sabe-se que existem dois pontos, A e C (Figura 2.8) onde a taxa de variação volumétrica é zero e  $q'/p'=M$ . Neste espaço, o material apresenta comportamento de contração para valores positivos de  $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$  e comportamento dilatante para valores negativos de  $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$ , e a posição do ponto de estado crítico ( $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s=0$ ) pode ser facilmente determinado. A inclinação da envoltória do estado crítico  $M$  relaciona razoavelmente bem a razão de tensões e dilatância, dada pela equação:

$$\frac{q'}{p'} = M - \frac{\delta\varepsilon_v}{\delta\varepsilon_s} \quad (6.4)$$

A Figura 6.24 a seguir, apresenta a razão de tensões  $q/p'$  em função da dilatância do SRAB, SRAB com fibras 24mm, SRAB com 9% de bentonita e SRAB com bentonita e fibras. A Figura 6.25 apresenta os mesmos ensaios, mas somente os pontos finais quando as amostras já teriam atingido o estado crítico. Os pontos que representam o estado crítico para os compósitos de SRAB e SRAB com bentonita, e de estado constante de deformações para os compósitos com fibras, são iguais à inclinação da envoltória do estado crítico,  $M$ , no espaço  $p':q$ .

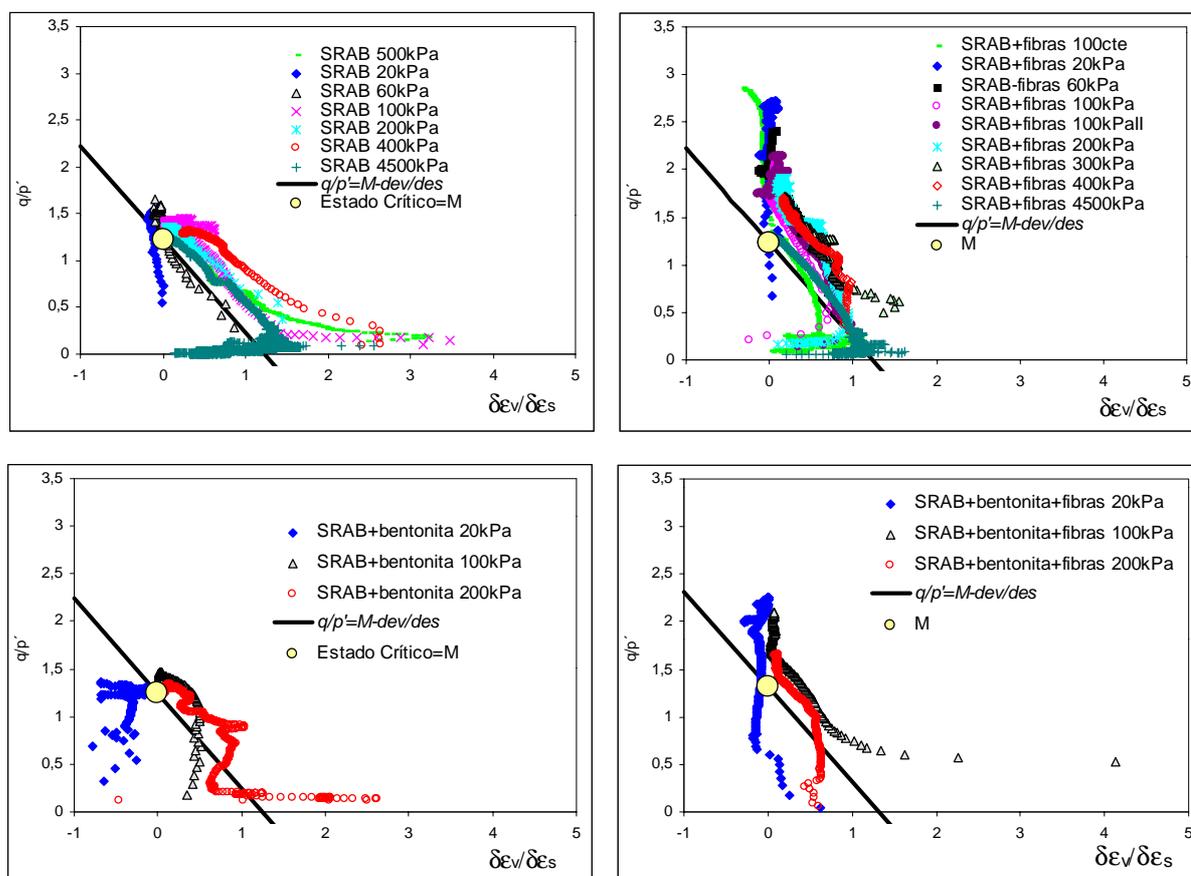


Figura 6.24 – Razão de tensões  $q/p'$  versus dilatância do SRAB, SRAB com fibras 24mm, SRAB com 9% de bentonita e SRAB com 9% de bentonita e fibras

De acordo com Coop (1990), os dados apresentados no espaço  $q/p':\delta\epsilon_v/\delta\epsilon_s$  mostram grande dispersão, particularmente a pequenas deformações, onde as taxas de contração do material de até aproximadamente 1% refletem deformações volumétricas muito grandes, em alguns casos resultante da quebra de partículas.

Da maneira como os ensaios estão apresentados, fica facilmente observável a tendência dilatante dos ensaios com tensões efetivas médias iniciais baixas e o aumento da contração do material com o aumento das tensões efetivas médias iniciais, ou seja, conforme o estado inicial do solo move-se um direção à LIC, o seu comportamento muda de dilatante para um comportamento de contração. Para os testes com tensões efetivas médias iniciais mais altas, a razão de tensões aumenta e a taxa de variação volumétrica tende a zero com a aproximação do estado crítico. Os dados dos testes com tensões efetivas médias iniciais mais baixas mostram que o solo contrai inicialmente, seguido de expansão e do posterior retorno do seu estado ao estado último previamente definido.

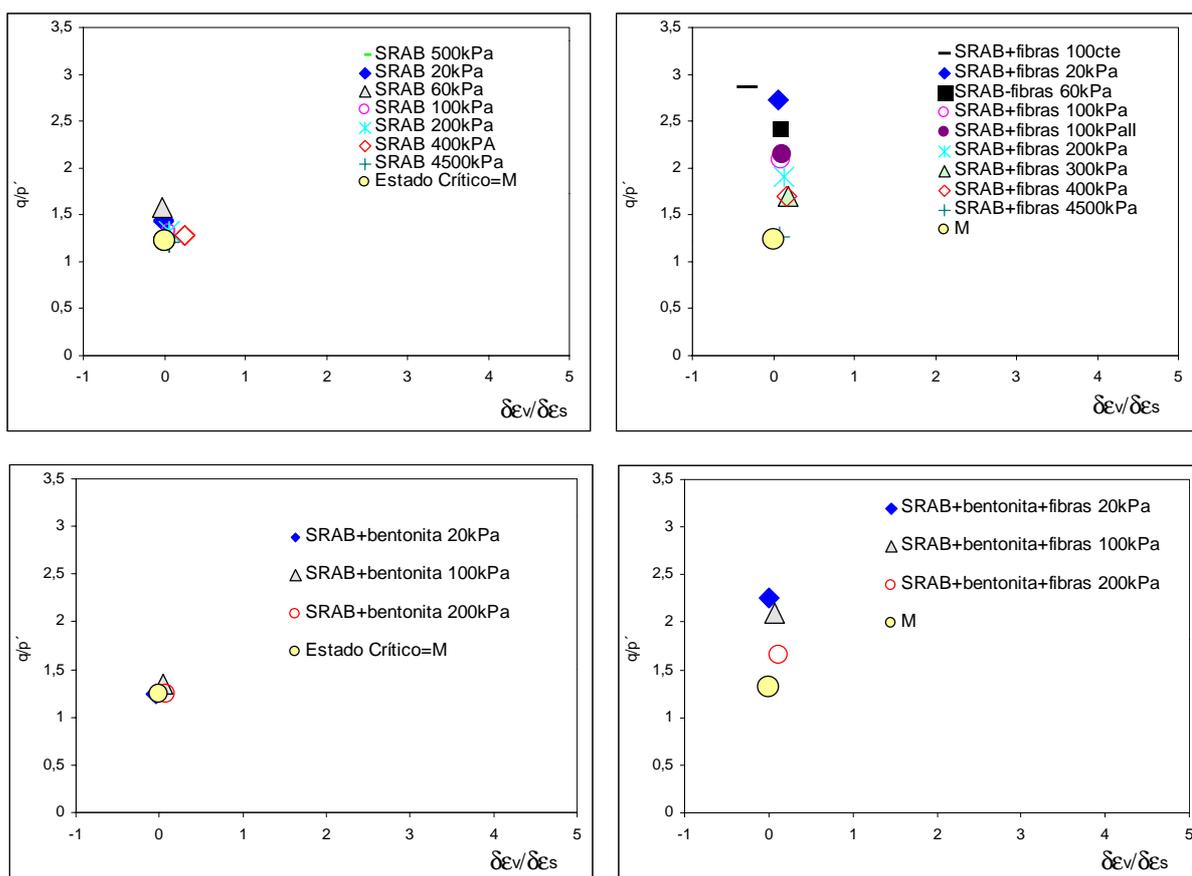


Figura 6.25– Estado crítico no espaço  $q/p'$  versus dilatância para o SRAB, SRAB com fibras 24mm, SRAB com 9% de bentonita e SRAB com bentonita e fibras

A principal verificação que pode ser feita baseando-se na análise das Figuras 6.24 e 6.25 é que a introdução de fibras aumenta a razão de tensões  $q/p'$ , principalmente para as tensões efetivas médias iniciais mais baixas, fazendo com que a equação 6.4 represente valores de resistência inferiores aos atingidos pelos compósitos com fibras. A Figura 6.25 mostra claramente que as amostras com reforço fibroso, testadas com tensões efetivas médias iniciais mais baixas, apresentam valores de resistência muito superiores aos observados para os compósitos sem fibras.

Esta análise corrobora o resultado que foi apresentado anteriormente para a energia de deformação, confirmando o fato de que o mecanismo de mobilização de resistência das fibras é mais efetivo para tensões efetivas médias iniciais mais baixas. O mesmo pode ser observado para as misturas com bentonita.

## 6.2 CINZA DE FUNDO

### 6.2.1 Compressão Isotrópica da Cinza de Fundo

Os ensaios de compressão isotrópica na cinza de fundo e na cinza de fundo com fibras 24mm estão ilustrados na Figura 6.26.

Verifica-se que nestes ensaios as curvas de compressão convergem a uma única LIC no intervalo de tensões efetivas estudado, independentemente da introdução de fibras ou não.

A Figura 6.27 apresenta a LIC da cinza de fundo e da cinza de fundo com fibras, definida por  $v = 3,293 - 0,1364 \cdot \ln p'$ , onde  $N=3,293$  representa o valor de  $v$  para  $p'=1$  e  $\lambda=0,1364$  representa a declividade da LIC.

A Tabela 6.1 apresenta a comparação entre os parâmetros de compressibilidade para diferentes tipos de solo. Observa-se que os valores de  $N$  e  $\lambda$  assemelham-se aos parâmetros descritos na literatura para algumas areias mal graduadas (Chattahoochee River Sand - Vesic e Clough, 1968; Ham River Sand - Jovicic e Coop, 1997), mostrando que o comportamento em compressão da cinza pesada pode ser comparável ao comportamento das areias apresentadas.

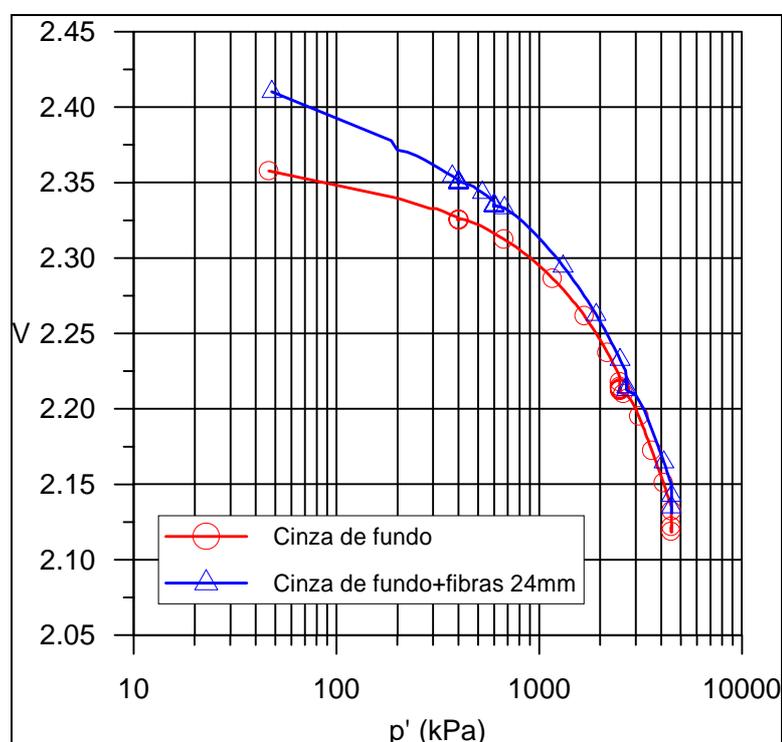


Figura 6.26 – Curvas tensão x volume específico da cinza de fundo

Apesar da cinza de fundo apresentar partículas extremamente frágeis e quebradiças, o comportamento compressivo do material difere daquele observado anteriormente para o SRAB, ou para solos com finos plásticos, onde encontra-se dificuldade na identificação da LIC. Para a cinza de fundo, as curvas de compressão convergem a uma única LIC somente após a aplicação de altos níveis de tensão, da mesma forma que o comportamento clássico descrito para areias.

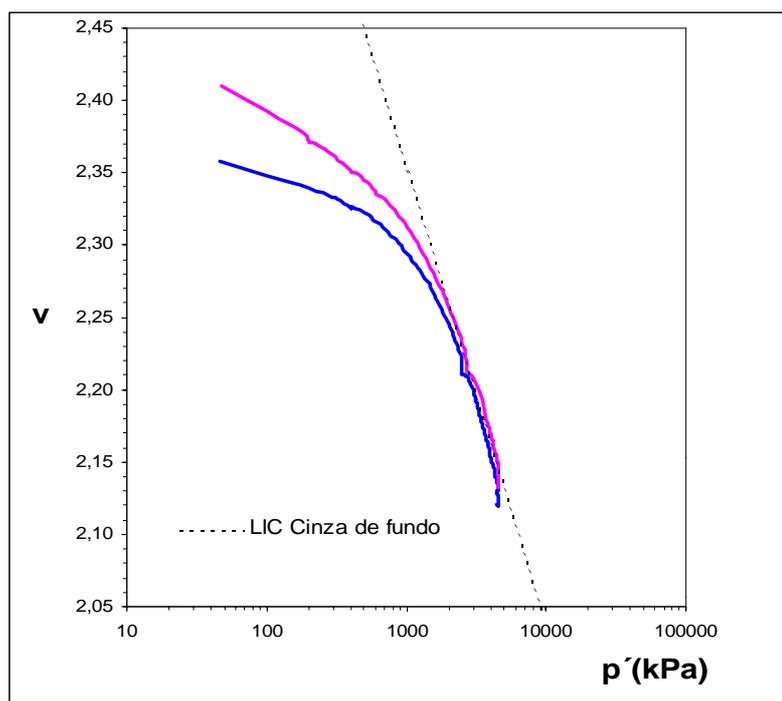


Figura 6.27 – Linha Isotrópica de Compressão da cinza de fundo e cinza de fundo com fibras 24mm

### 6.2.2 Comportamento tensão e variação volumétrica x distorção da cinza de fundo

A Figura 6.28 mostra as curvas tensão-distorção plotadas no espaço deformação distorcional versus tensão desvio e também as curvas correspondentes de variação volumétrica, no espaço deformação distorcional versus deformação volumétrica. Estes ensaios são todos do tipo CID, e foram realizados para a matriz de cinza pesada, cinza pesada com fibras de 24mm, cinza pesada com 9% de bentonita e cinza pesada com fibras 24mm e 9% de bentonita, nas tensões efetivas médias iniciais de 20, 100, 200 e 500kPa.

A cinza de fundo caracteriza-se pela formação de um pico de resistência ao cisalhamento a baixas tensões efetivas médias iniciais, que desaparece conforme aumenta o nível de tensões.

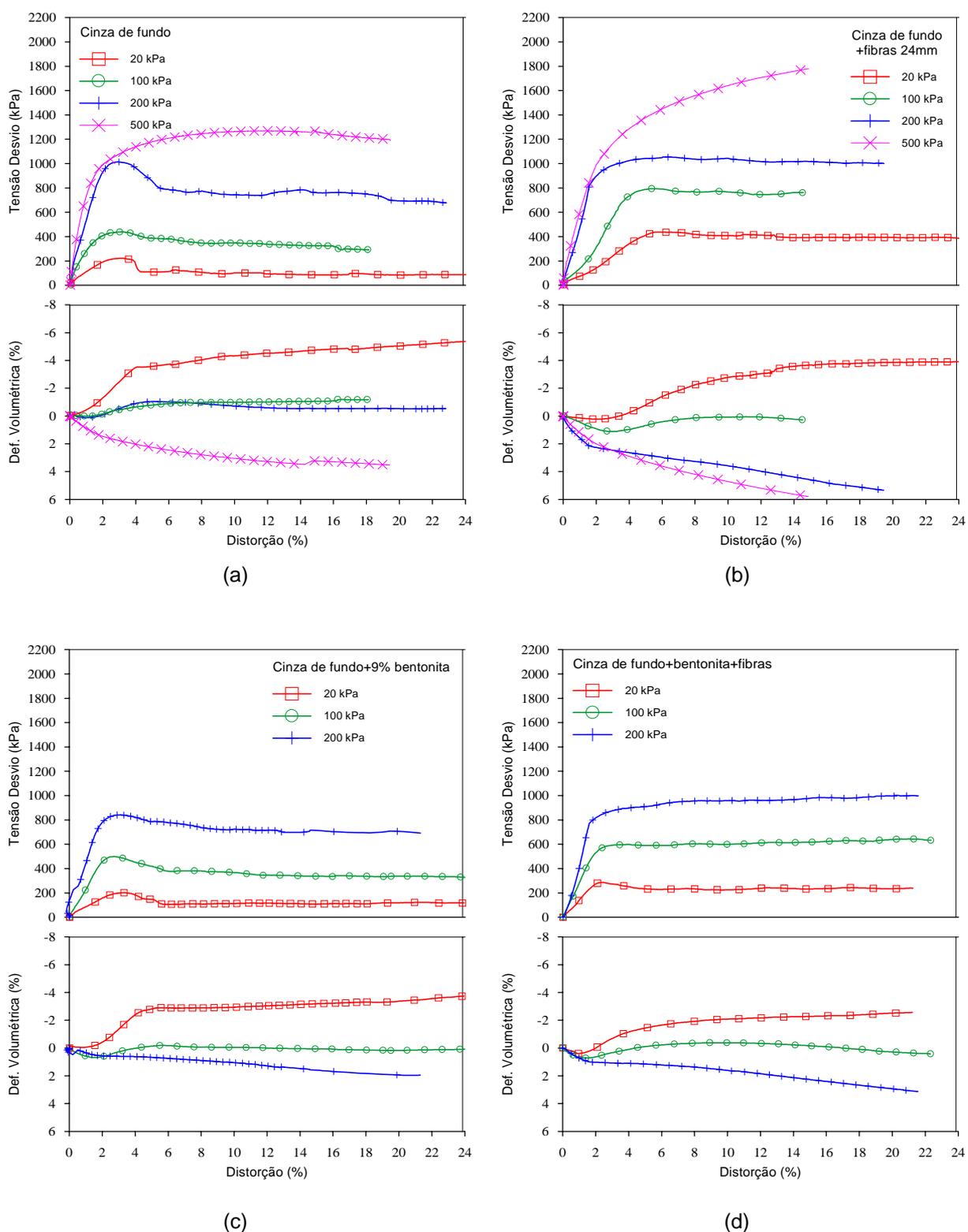


Figura 6.28 – Curvas tensão-deformação x distorção da (a) Cinza de fundo, (b) cinza de fundo+fibras 24mm, (c) Cinza de fundo+9% de bentonita e (d) Cinza de fundo+bentonita+fibras

Em linhas gerais, observa-se que o comportamento da cinza de fundo adicionada de fibras difere um pouco do comportamento observado para os outros

compósitos, onde a introdução de fibras ocasiona um aumento na resistência do material, caracterizada por uma taxa constante de crescimento após uma determinada taxa de deformação. Para a cinza de fundo, a baixas tensões efetivas médias iniciais ( $p'=20, 100$  e  $200\text{kPa}$ ), onde se observa a formação de um pico de resistência, a fibra age no sentido de impedir a queda de resistência pós pico e também aumenta a resistência do compósito para as tensões efetivas médias iniciais mais baixas. Para as tensões efetivas médias iniciais mais altas, onde não há formação do pico de resistência, as fibras agem de maneira semelhante àquela descrita para o SRAB, proporcionando uma taxa constante de crescimento da resistência após aproximadamente 2,0% de deformação.

Da mesma maneira que foi verificado para o SRAB, observa-se, também, uma leve tendência ao aumento das deformações volumétricas de contração com a introdução de fibras na cinza de fundo.

Da observação da Figura 6.28-c pode-se concluir que a introdução de 9% de bentonita ocasionou uma sensível diminuição na resistência do compósito e uma atenuação da queda de resistência pós pico. Verificou-se, também, que a introdução de bentonita ocasionou um pequeno aumento na contração do compósito.

A introdução de bentonita e fibras, ilustrada na Figura 6.28-d, impediu a queda de resistência pós pico (característica proporcionada pelas fibras), mas por outro lado diminuiu sensivelmente a resistência do compósito quando comparado à matriz com fibras. A observação destas características permite verificar, mais uma vez, que o comportamento dos compósitos com fibras e bentonita nada mais é do que o resultado da interação das características proporcionadas pelas fibras e pela bentonita separadamente.

A Figura 6.29 ilustra as curvas tensão-distorção e as curvas correspondentes de variação volumétrica, no espaço deformação distorcional versus deformação volumétrica, para os ensaios realizados com tensões efetivas médias iniciais de  $4500\text{kPa}$ . Estes ensaios foram realizados para a cinza de fundo e para a cinza de fundo com fibras de 24mm, com carregamento drenado, após a etapa de compressão isotrópica anteriormente apresentada. Da mesma maneira que foi observado para o SRAB, a introdução de fibras não causou nenhuma mudança significativa no comportamento da cinza de fundo, mostrando mais uma vez que as

fibras não funcionam com a mesma eficácia para tensões efetivas médias iniciais extremamente altas.

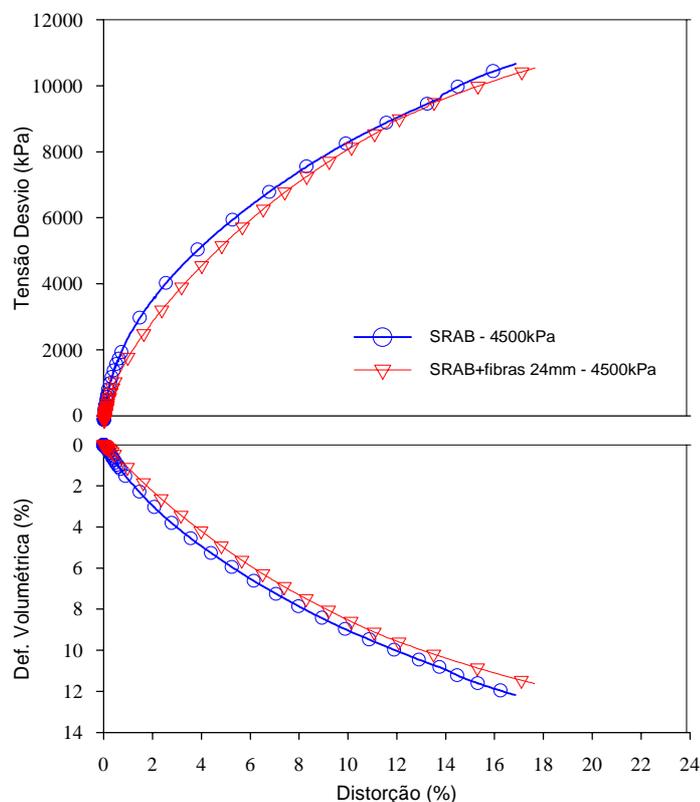


Figura 6.29 – Curvas tensão-deformação x distorção da cinza de fundo e cinza de fundo+fibras 24mm

A Figura 6.30 mostra os ensaios *ring shear* realizados na cinza de fundo e na cinza de fundo com fibras de 24mm, ambos com tensão normal de 100kPa. Corroborando os resultados dos ensaios triaxiais apresentados anteriormente, observa-se que a cinza de fundo apresenta um pico de resistência ao cisalhamento, que é mantido com a introdução de fibras, mesmo após grandes deslocamentos horizontais. Neste caso, a fibra funciona mantendo a resistência, ou seja, inibindo a queda da resistência pós pico.

Observa-se, também, que o mecanismo de mobilização da resistência ao cisalhamento (manutenção da resistência pós pico) permanece inalterado mesmo após deslocamentos da ordem de 260mm, o que também deve-se provavelmente à formação de uma zona de cisalhamento que talvez ocupe toda a espessura da amostra. Da mesma forma que para o SRAB, estudos complementares são

necessários no sentido de identificar o mecanismo de mobilização de resistência após grandes deslocamentos, a nível microestrutural.

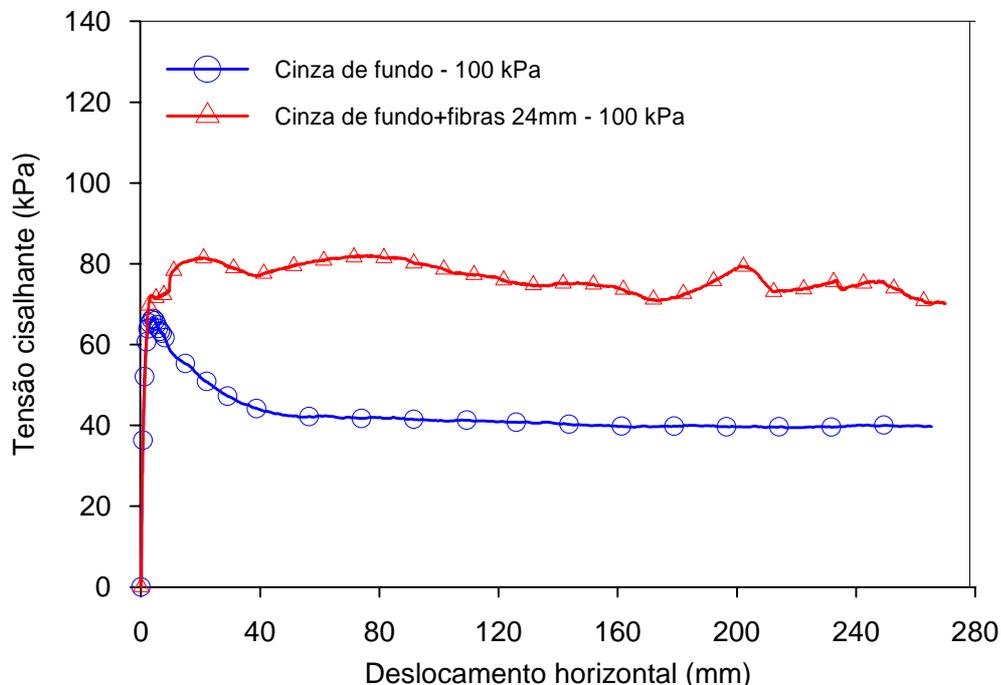


Figura 6.30 – Ensaios *ring shear* na cinza de fundo e cinza de fundo com fibras 24mm

A análise comparativa entre os ensaios triaxiais e os ensaios de cisalhamento torsional realizados no equipamento *ring shear* está ilustrada na Figura 6.31. Mais uma vez, ressalta-se que a análise entre os diferentes ensaios é somente qualitativa, buscando avaliar somente as características de mobilização de resistência ao cisalhamento nos dois tipos de ensaio.

Verificou-se que, de maneira semelhante ao observado nos ensaios com SRAB, a tendência de crescimento de resistência apresenta-se de forma semelhante nos dois ensaios, apesar dos ensaios triaxiais não possuírem a mesma tensão normal dos ensaios de cisalhamento torsional. Tanto nos ensaios triaxiais quanto nos ensaios de cisalhamento torsional as fibras funcionam no sentido de inibir a queda de resistência pós pico do compósito.

Da mesma maneira que foi apresentado para o SRAB, os ensaios de cisalhamento torsional são os mesmos ensaios *ring shear* apresentados na Figura

6.30, porém plotados para pequenos deslocamentos, quando ainda não há a formação de um plano de cisalhamento.

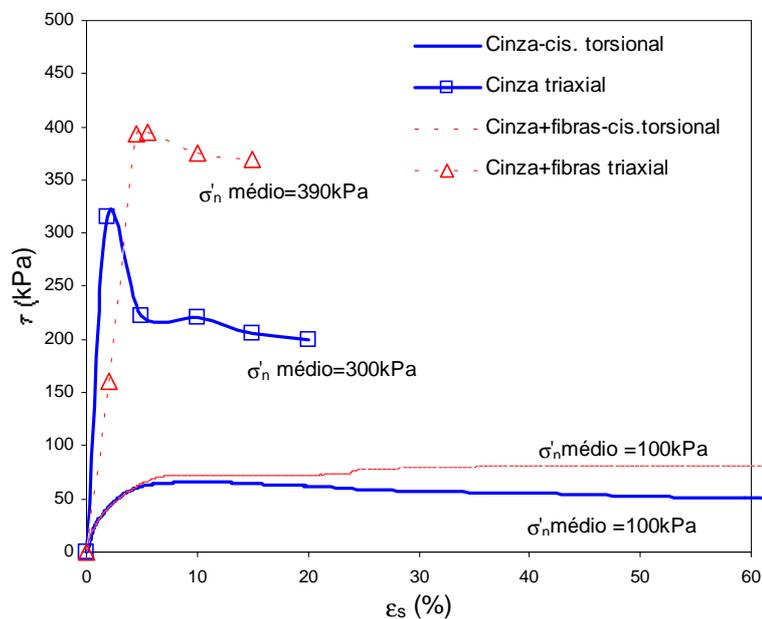


Figura 6.31 – Ensaio de cisalhamento torsional realizados no equipamento *ring shear* e ensaios triaxiais para a cinza de fundo e cinza de fundo com fibras 24mm

### 6.2.3 Envoltórias e Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento da Cinza de Fundo

As envoltórias da cinza de fundo, cinza de fundo com fibras de 24mm, cinza de fundo com 9% de bentonita e cinza de fundo com bentonita e fibras estão apresentadas no espaço  $s':t$ , na Figura 6.32. Todas as envoltórias estão plotadas para uma  $\epsilon_s$  de 20%.

Para a cinza de fundo, observa-se a formação de picos de resistência ao cisalhamento que delimitam uma envoltória de pico observada somente para tensões efetivas médias iniciais de até 200kPa. Para os ensaios com  $p' = 500$ kPa e 4500kPa não se observa mais a formação de pico, sendo que somente a envoltória última foi delimitada para estes ensaios. A inclusão do ensaio com tensão efetiva

média inicial de 4500kPa na envoltória de resistência última não afetou a determinação do ângulo de atrito interno último da cinza, mostrando que também para a cinza de fundo o nível de tensões não afeta o valor de  $\phi'_{ult}$ .

Contrariando o que foi observado para o SRAB com fibras 24mm, verificou-se que para a cinza de fundo com fibras 24mm não existe a bi-linearidade da envoltória de resistência ao cisalhamento, nem a identificação de uma tensão crítica a partir da qual acontecem mudanças no mecanismo de mobilização de resistência. Observa-se, neste caso, que as fibras atuam somente no sentido de aumentar o intercepto coesivo do compósito (de 30kPa para 123,5kPa), não ocasionando nenhuma influência no ângulo de atrito interno, que permanece em 32°. O aumento do intercepto coesivo com a introdução de fibras foi observado por vários pesquisadores (e. g. Bueno *et al*, 1996; Nataraj *et al*, 1996). Provavelmente, para a cinza de fundo, exista a mudança do mecanismo de ruptura com o aumento da tensão confinante conforme foi relatado na literatura. Entretanto, esta mudança no mecanismo de mobilização de resistência não pode ser identificada através da envoltória apresentada, que se mostra linear e paralela à envoltória sem reforço.

A adição de 9% de bentonita à cinza de fundo ocasionou um decréscimo no intercepto coesivo de 23,8kPa e um aumento no ângulo de atrito interno último de 7°. Para a adição de bentonita e fibras, observou-se um acréscimo no intercepto coesivo de 10,7kPa, e um acréscimo no ângulo de atrito interno último de 9,8°. Tal verificação mostra, mais uma vez, que as características proporcionadas pela adição de bentonita e fibras nada mais é do que a junção das características proporcionadas pelas fibras (aumento do intercepto coesivo) e pela bentonita (aumento do ângulo de atrito interno).

O ângulo de atrito interno último medido ao final do ensaio *ring shear* para a cinza de fundo foi de 33,2°, considerando-se um intercepto coesivo nulo. Para a cinza de fundo com fibras 24mm foi medido um ângulo de atrito interno de 42,8°, sendo, porém, desprovido de qualquer significado real por possuir a limitação de ser estimado considerando a coesão igual a zero.

A Tabela 6.7 mostra os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais compósitos, onde pode ser observada a influência da adição de fibras e bentonita na matriz de cinza de fundo.

Tabela 6.7 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento da cinza de fundo

Material	$c_{pico}$ (kPa)	$\phi'_{pico}$ (graus)	$c_{ult}$ (kPa)	$\phi'_{ult}$ (graus)
Cinza de fundo	12,7	44,7	30,0	32,6
Cinza de fundo+fibras 24mm	-	-	123,5	32,0
Cinza de fundo+9% bentonita	26,7	41,1	6,2	39,6
Cinza de fundo+bentonita+fibras	53,4	41,3	40,7	42,4

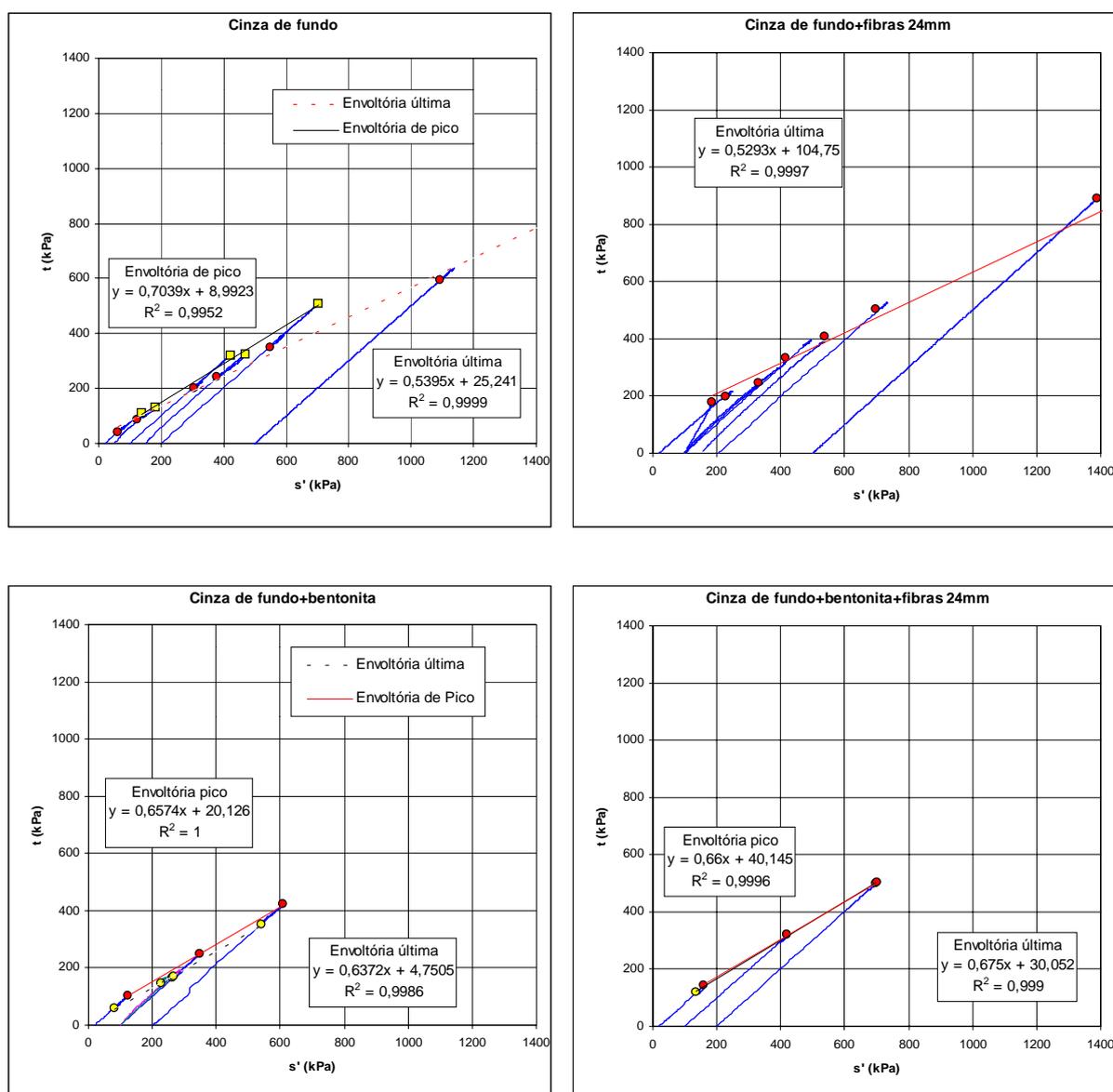


Figura 6.32 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento no espaço  $s':t$  para os materiais compósitos a 20% de deformação distorcional.

Na Figura 6.33 estão apresentadas as envoltórias de resistência ao cisalhamento no espaço  $p':q$  para a cinza de fundo e para a cinza de fundo com fibras 24mm a 5, 10, 15 e 20% de deformação distorcional. Pode-se observar claramente que, de maneira antagônica ao observado para o SRAB, as envoltórias de resistência ao cisalhamento não “crescem” com o aumento das deformações distorcionais para as tensões efetivas médias iniciais mais baixas. Pode-se dizer somente que a introdução de fibras gerou uma nova envoltória de resistência um pouco maior, porém única para tensões efetivas médias iniciais inferiores a 400kPa. Para tensões efetivas médias iniciais superiores a 400kPa, vale o que foi observado para o SRAB: a envoltória para  $\varepsilon_s=5\%$  apresenta uma queda na tensão desvio para os ensaios com tensões efetivas médias iniciais mais altas, delineando envoltórias mais curvas para deformações distorcionais entre 5 e 10%. Com o aumento das deformações distorcionais, a envoltória aumenta com uma proporção muito maior para tensões efetivas médias iniciais mais altas, tornando-se paralela ao solo sem reforço após um certo nível de deformação.

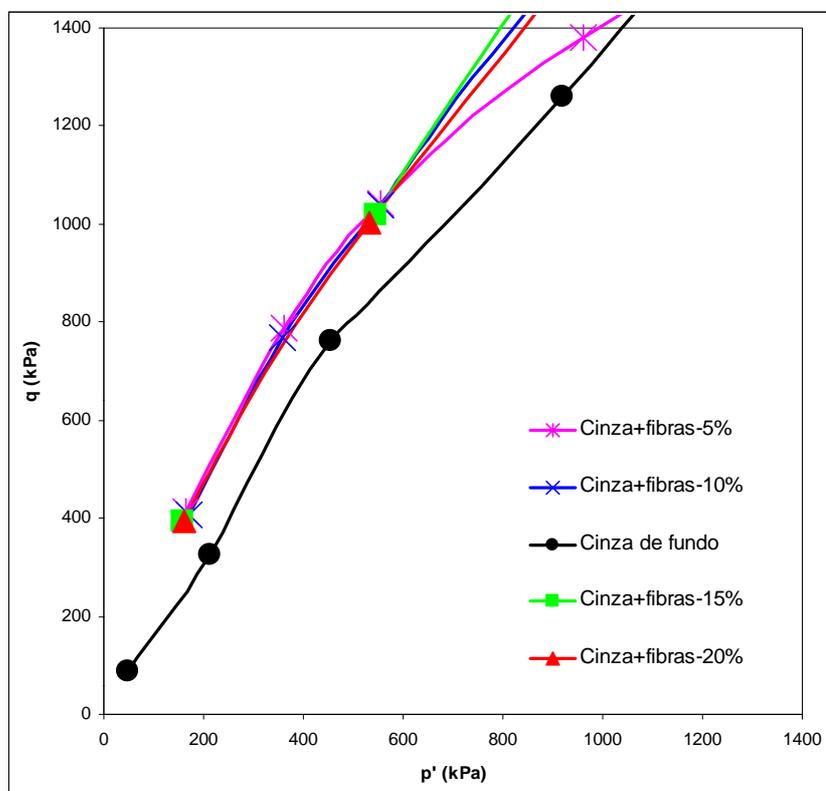


Figura 6.33 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento no espaço  $p':q$  para a cinza de fundo e cinza de fundo com fibras 24mm a 5, 10, 15 e 20% de deformação distorcional.

#### 6.2.4 Capacidade de Absorção de Energia de Deformação da Cinza de Fundo

A Figura 6.34 e a Tabela 6.8 mostram a variação da energia de deformação absorvida para a cinza de fundo, para a cinza de fundo com fibras 24mm, cinza de fundo com 9% de bentonita e cinza de fundo com bentonita e fibras, em função da variação da tensão efetiva média inicial do ensaio.

Da mesma forma que foi observado para o SRAB, a energia de deformação absorvida aumenta com a inclusão de fibras na matriz de cinza de fundo. Para o caso de fibras de 24mm, a contribuição média é de aproximadamente  $42 \text{ kJ/m}^3$  na tenacidade do compósito.

A adição de bentonita diminui a tenacidade média do compósito em apenas  $2 \text{ kJ/m}^3$ . A adição de bentonita e fibras ocasionou um aumento de  $23 \text{ kJ/m}^3$  na tenacidade média do compósito, caracterizando mais uma vez a influência conjunta da diminuição tenacidade em função da adição de bentonita e do aumento da tenacidade em função da introdução de fibras.

O fato da introdução de fibras causar uma influência muito maior na tenacidade a baixas tensões efetivas médias iniciais também foi notado para os compósitos com cinza de fundo. A diminuição progressiva da energia de deformação do compósito com o aumento das tensões efetivas médias iniciais mostra que, também para a cinza de fundo as fibras tem um desempenho muito maior na tenacidade do compósito quando solicitadas a baixas tensões efetivas médias iniciais.

Na Figura 6.34 pode ser observada a contribuição das fibras e da bentonita na tenacidade dos compósitos, onde a contribuição média é representada pelo intercepto da reta de ajuste dos pontos. A figura mostra que, para os níveis de tensão estudados, a taxa de aumento da energia de deformação com a introdução de fibras é linear e constante.

Tabela 6.8 – Variação da energia de deformação com as tensões efetivas médias iniciais.

$p'$	Cinza de fundo	Cinza de fundo+fibras 24mm		Cinza de fundo+bentonita		Cinza de fundo +bentonita +fibras 24mm	
	$E_{def20\%}$ (kJ/m <sup>3</sup> )	$E_{def20\%}$ (kJ/m <sup>3</sup> )	Variação (%)*	$E_{def20\%}$ (kJ/m <sup>3</sup> )	Variação (%)*	$E_{def20\%}$ (kJ/m <sup>3</sup> )	Variação (%)*
20	19,72	65,77	233	22,0	12	44,8	127
100	87,58	-	-	70,86	-	117,42	-
200	152,08	205,10	35	142,00	-6,6	191,96	26
500	243,80	-	-	-	-	-	-
Contribuição média		42kJ/m <sup>3</sup>		-2kJ/m <sup>3</sup>		23kJ/m <sup>3</sup>	

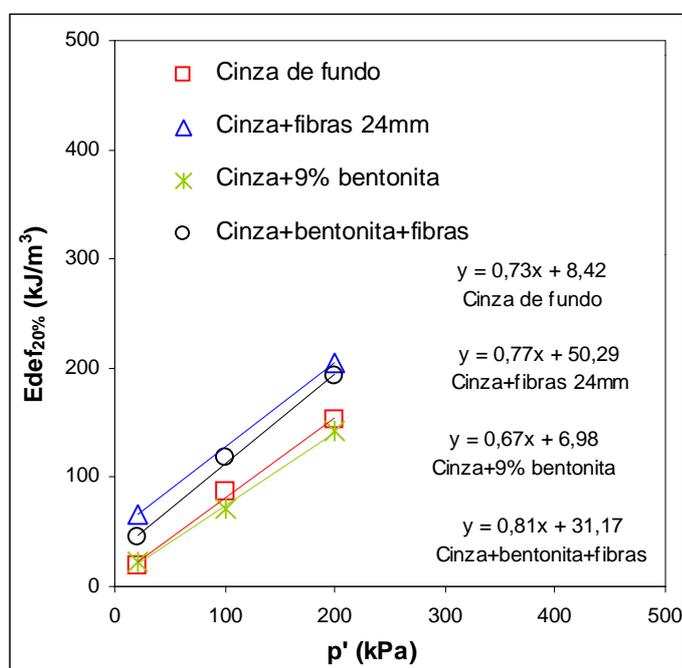
\* Variação da  $E_{def}$  em relação ao SRAB

Figura 6.34 – Energia de deformação absorvida para 20% de deformação distorcional, com a variação da tensão da tensão efetiva média inicial, para os compósitos com cinza de fundo

### 6.2.5 Rigidez da Cinza de fundo

Para a cinza de fundo não foi avaliado o módulo de deformação  $G_{\text{máx}}$  em função da dispersão dos resultados observados na rigidez tangente a deformações muito pequenas ( $< 0,001\%$ ). Para a obtenção de resultados aceitáveis com esta análise é necessário que sejam feitas leituras a cada 5 segundos no início do ensaio, até que se saia da zona de deformações muito pequenas ( $0,001\%$ ), e depois ir aumentando progressivamente o intervalo de leituras até  $1\%$  de deformação. Ocorre que o programa utilizado no LMS da UFRGS não tem capacidade de mudar os intervalos de leitura durante o ensaio. Por esta razão, os ensaios realizados neste laboratório apresentaram esta deficiência, que foi suprida em parte com a realização de ensaios com *bender elements*.

Desta forma, foram somente realizados testes com *bender elements* para a avaliação do módulo cisalhante a deformações muito pequenas ( $G_0$ ), na fase de compressão isotrópica dos ensaios de cinza pesada e cinza pesada com fibras 24mm.

Os resultados dos testes estão ilustrados na Figura 6.35, e podem ser representados no plano  $\log G/p_r$ :  $\log p'/p_r$  pela seguinte equação:

$$\frac{G_0}{p_r} = 1206 \left( \frac{p'}{p_r} \right)^{0,6531} \quad (6.5)$$

A equação representa uma reta no plano normalizado  $\log G/p_r$ :  $\log p'/p_r$ , onde  $A=1206$  e  $n=0,6531$  são parâmetros adimensionais e  $p_r$  é a pressão de referência usada para adimensionalizar o plano em questão ( $p_r=1\text{kPa}$ ). A reta apresentada na Figura 6.35 representa a rigidez correspondente ao o nível de deformações muito pequenas ( $< 10^{-5}$ ), e por isso, conhecida como  $G_0$ .

Comparando-se os parâmetros  $A$  e  $n$  apresentados na literatura para diversos materiais, observa-se na Tabela 6.9 que os parâmetros obtidos para a cinza de

fundo encontram-se dentro da faixa de variação observada para os solos apresentados. Os parâmetros obtidos para a cinza de fundo assemelham-se aos parâmetros apresentados para uma argila reconstituída (Viggiani e Atkinson, 1995), diferindo somente no parâmetro  $A$ , que mostra que o  $G_0$  da argila reconstituída é ainda superior ao  $G_0$  da cinza de fundo. O granito decomposto estudado por Jovicic e Coop, (1997) é o único material que apresenta um parâmetro  $A$  inferior ao da cinza de fundo, mas em contrapartida, apresenta uma inclinação da reta muito maior, fazendo com que a rigidez cresça à níveis mais altos que a rigidez da cinza de fundo com o aumento da tensão efetiva isotrópica.

Na Figura 6.35 está ilustrada a variação do módulo cisalhante  $G_0$  em função da tensão efetiva isotrópica para a cinza de fundo e cinza de fundo com fibras de 24mm, sendo que ambos os eixos estão representados em escala logarítmica.

Observa-se, para os ensaios com *bender elements*, uma ótima concordância entre os resultados de rigidez da cinza de fundo e da cinza de fundo com fibras, mostrando que a introdução de fibras também não exerce efeito algum no  $G_0$  da cinza de fundo, medido durante o ensaio de compressão isotrópica.

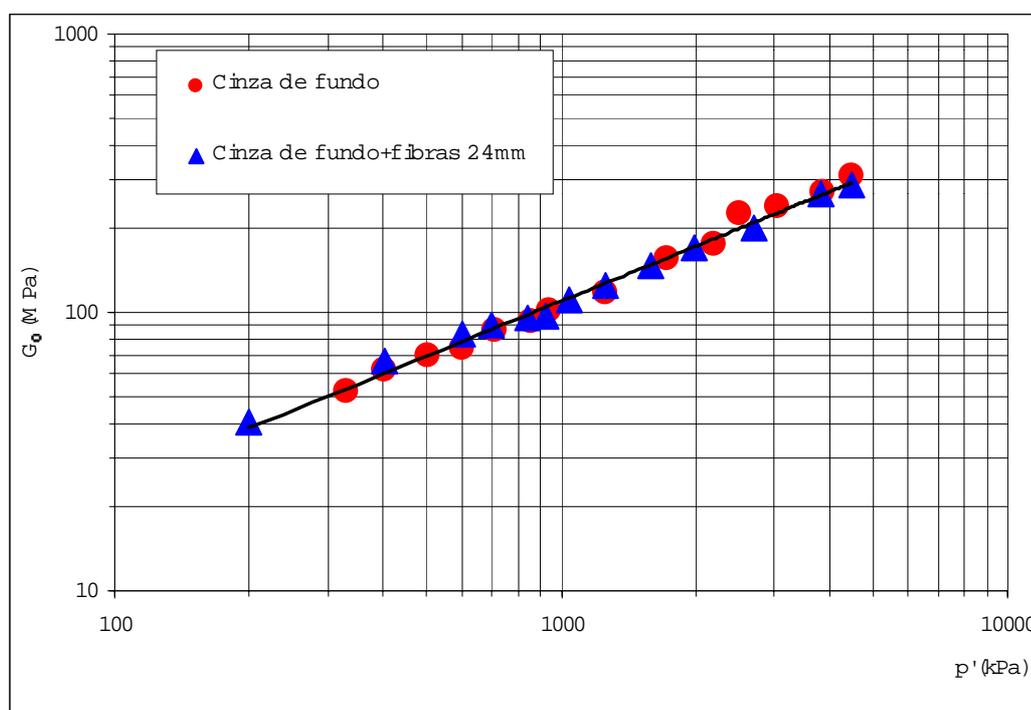


Figura 6.35– Ensaio de *bender elements* na cinza de fundo e cinza de fundo com fibras 24mm

Tabela 6.9 – Comparação entre os parâmetros  $A$  e  $n$  da cinza de fundo e de outros materiais (adaptada de Martins, 2001).

Solo	A	n	referência
Cinza de fundo	1206	0,653	presente trabalho
SRAB (compactado)	5186	0,596	presente trabalho
SRAB (indeformado)	4000	0,6	Martins (2001)
Ham River Sand	3899	0,593	Jovicic & Coop (1997)
Granito decomposto	763	0,884	Jovicic & Coop (1997)
Dogs Bay Sand	3096	0,686	Jovicic & Coop (1997)
Argila reconstituída	1964	0,653	Viggiani & Atkinson (1995)

## 6.2.6 Comportamento da Cinza de Fundo à luz da TEC

### 6.2.6.1 Definição da LEC da Cinza de Fundo

Na figura 6.36 está ilustrada a LEC proposta para a cinza de fundo e a LECD para os materiais compósitos adicionados de fibras. Neste caso, a adição de bentonita, fibras e bentonita+fibras não interferiu a identificação dos vários pontos que delimitam uma única LEC para a cinza de fundo. Para os ensaios que ainda apresentavam variação de volume durante o cisalhamento foram utilizadas setas indicando o sentido de contração ou expansão que a amostra estava apresentando no momento. A mesma terminologia adotada para o SRAB com fibras foi utilizada para descrever o Estado Constante de Deformações (LECD) atingido pelos compósitos fibrosos com cinza de fundo, uma vez que para tensões efetivas médias iniciais superiores a 200kPa, a resistência mecânica do compósito seguia aumentando indefinidamente, não atingindo um estado constante de tensões e deformações.

A LEC proposta para a cinza de fundo e seus materiais compósitos no espaço  $v : \ln p'$  foi identificada como sendo paralela à LIC, descrita pela equação

$v = \Gamma - \lambda \ln p'$ , onde  $\Gamma=1,3110$  e  $\lambda=0,1364$ , que corresponde a uma envoltória linear no espaço  $q:p'$  dada por  $q=Mp'$ . Na Tabela 6.10 estão resumidos os parâmetros obtidos para a LEC da cinza de fundo e seus materiais compósitos.

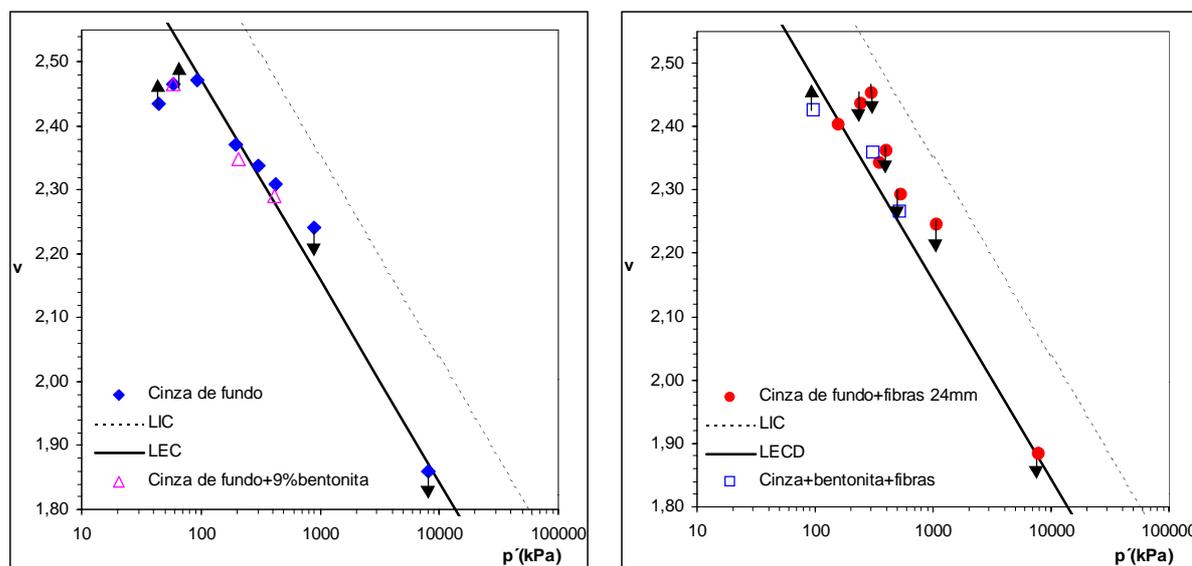


Figura 6.36– Estado crítico para a cinza de fundo, cinza com fibras 24mm, cinza com bentonita e cinza com bentonita e fibras

Tabela 6.10 – Parâmetros obtidos para a LEC da cinza de fundo

Material	$\Gamma$	$\lambda$	$\phi$	M
Cinza de fundo	3,110	0,1364	32,6	1,313
Cinza de fundo+fibras 24mm			32,0	1,287
Cinza de fundo+9% bentonita			39,6	1,619
Cinza+bentonita+fibras			40,7	1,740

#### 6.2.6.2 Normalização da Cinza de Fundo

Para que fossem levados em conta os efeitos causados pela presença de fibras no comportamento da cinza de fundo, as trajetórias de tensão do material foram normalizadas em relação à LIC.

A Figura 6.38 apresenta os dados dos ensaios na cinza de fundo e cinza de fundo com fibras 24mm, que foram normalizados com respeito à pressão equivalente  $p'_e$  (ver Figura 2.6) com o objetivo de adimensionalizar  $q'$  e  $p'$ . O ponto que representa o estado crítico no espaço  $q/p'_e : p/p'_e$  é proveniente da LEC proposta para a cinza de fundo na Figura 6.36.

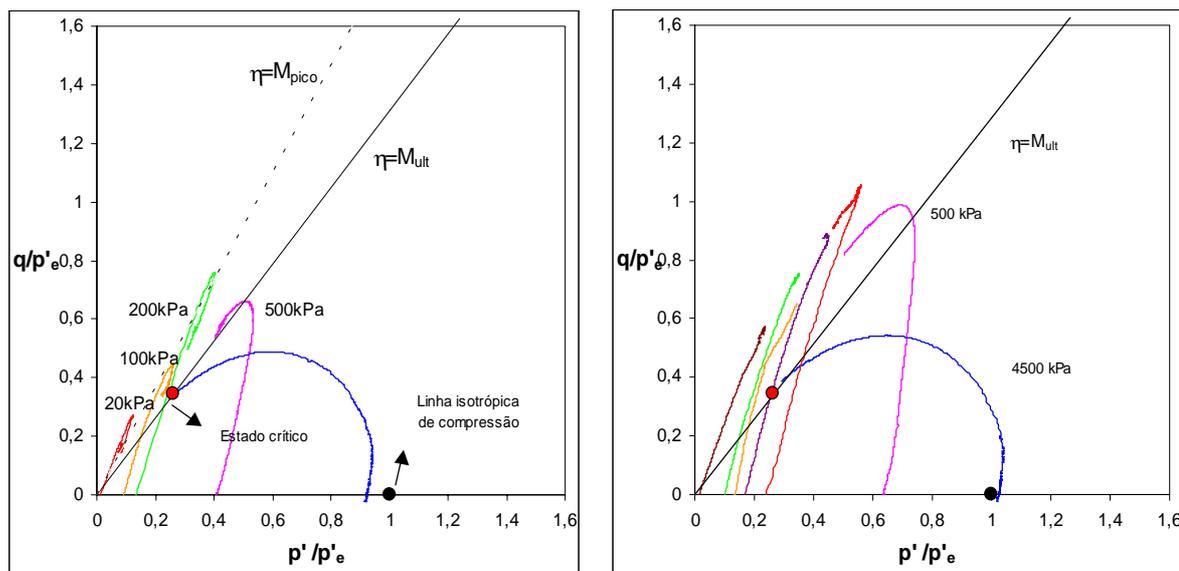


Figura 6.37 - Superfície limite de estado no plano normalizado  $q'/p'_e : p'/p'_e$  para a cinza de fundo e cinza de fundo com fibras 24mm

Primeiramente, observa-se que os ensaios onde há a formação de picos de resistência (ensaios com  $p'$  até 200kPa), os mesmos atingem estados superiores à superfície limite de estado última. Os ensaios que apresentam picos de resistência atingem uma linha dada pelos valores de razão de tensão  $\eta = M_{\text{pico}}$ , e depois convergem à superfície de estado de Hvorslev, dada pelos valores de razão de tensão  $\eta = M_{\text{ult}}$ . Este comportamento foi anteriormente observado por Coop e Atkinson (1993), para uma areia artificialmente cimentada e por Cuccovillo e Coop (1999) para uma areia naturalmente estruturada.

Cuccovillo e Coop (1999) estudaram a influência da escolha do parâmetro de normalização na tentativa de esboçar um arcabouço para o comportamento de areias estruturadas. Os ensaios apresentados na Figura 6.38 foram normalizados em relação à pressão crítica ( $p'_c$ ) e também em relação à pressão equivalente ( $p'_e$ ),

e mostram que para um solo estruturado, a normalização em relação ao estado crítico e também a normalização em relação à linha isotrópica de consolidação (por ser paralela à LEC) não delimitam uma única superfície limite de estado. Para as amostras que não romperam a cimentação durante a compressão isotrópica, a normalização apresenta picos que convergem à razão de tensões dada por  $\eta = M$ , da mesma maneira que foi observado para a cinza de fundo. A única maneira que os autores encontraram de normalizar o comportamento do calcarenito foi a escolha de outro parâmetro de normalização: a pressão equivalente relacionada à LIC do material com a cimentação intacta (ver Figura 6.38-c).

Para a cinza de fundo, os parâmetros disponíveis para a normalização são somente a LIC e a LEC, que são paralelas e por isso resultariam em superfícies com a mesma forma, independentemente do parâmetro escolhido. Desta maneira, a tentativa de normalização da cinza de fundo mostrou que este material apresenta um comportamento atípico, que ainda não foi descrito na literatura.

Outra característica diferenciada, porém inédita observada para a cinza de fundo é a forma da superfície de Roscoe para os ensaios com altas tensões efetivas médias iniciais. Não foi encontrado na literatura nenhum mecanismo que explicasse a forma “achatada”, que provavelmente está ligada a uma variação volumétrica de contração excessiva. Seria necessário que se fizesse uma investigação mais aprofundada do material para que esta questão fosse resolvida. Até o presente momento, pode-se dizer que a cinza de fundo é, portanto, um material cujas características não podem ser descritas pela teoria do estado crítico no espaço  $q/p'_e:p/p'_e$ .

A Figura 6.38 apresenta os ensaios realizados na areia estruturada por Cuccovillo e Coop (1999), normalizados em relação à LEC (Figura 6.38 a e b) e normalizados em relação à LIC da areia intacta (Figura 6.38 c), demonstrando a importância da escolha correta dos parâmetros de normalização. A Figura 6.38-a mostra as amostras que não tiveram sua estrutura rompida durante a compressão isotrópica e a Figura 6.40-b as amostras que romperam a estrutura durante a compressão isotrópica.

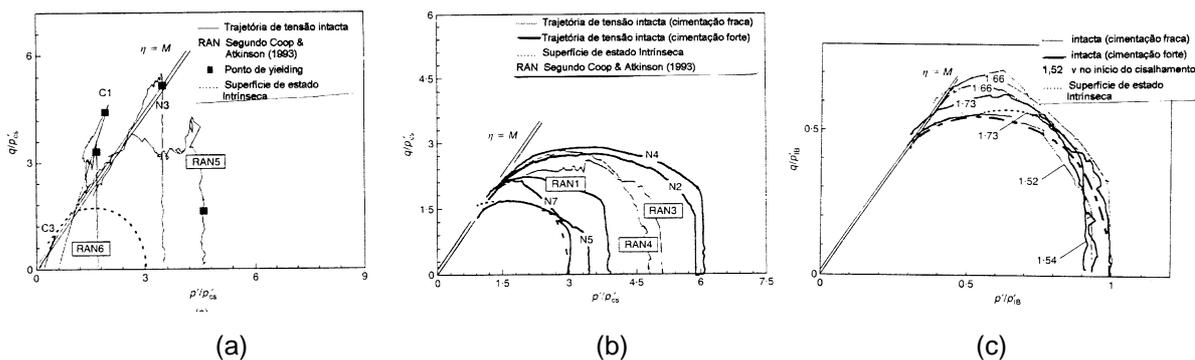


Figura 6.38 – Trajetórias de tensão normalizadas para o calcarenito (Cuccovillo e Coop, 1999)

### 6.2.6.3 Razão de Tensões x Dilatância da Cinza de Fundo

A Figura 6.39 a seguir, apresenta a razão de tensões  $q/p'$  em função da dilatância da cinza de fundo, cinza de fundo com fibras 24mm, cinza de fundo com 9% de bentonita e cinza de fundo com bentonita e fibras.

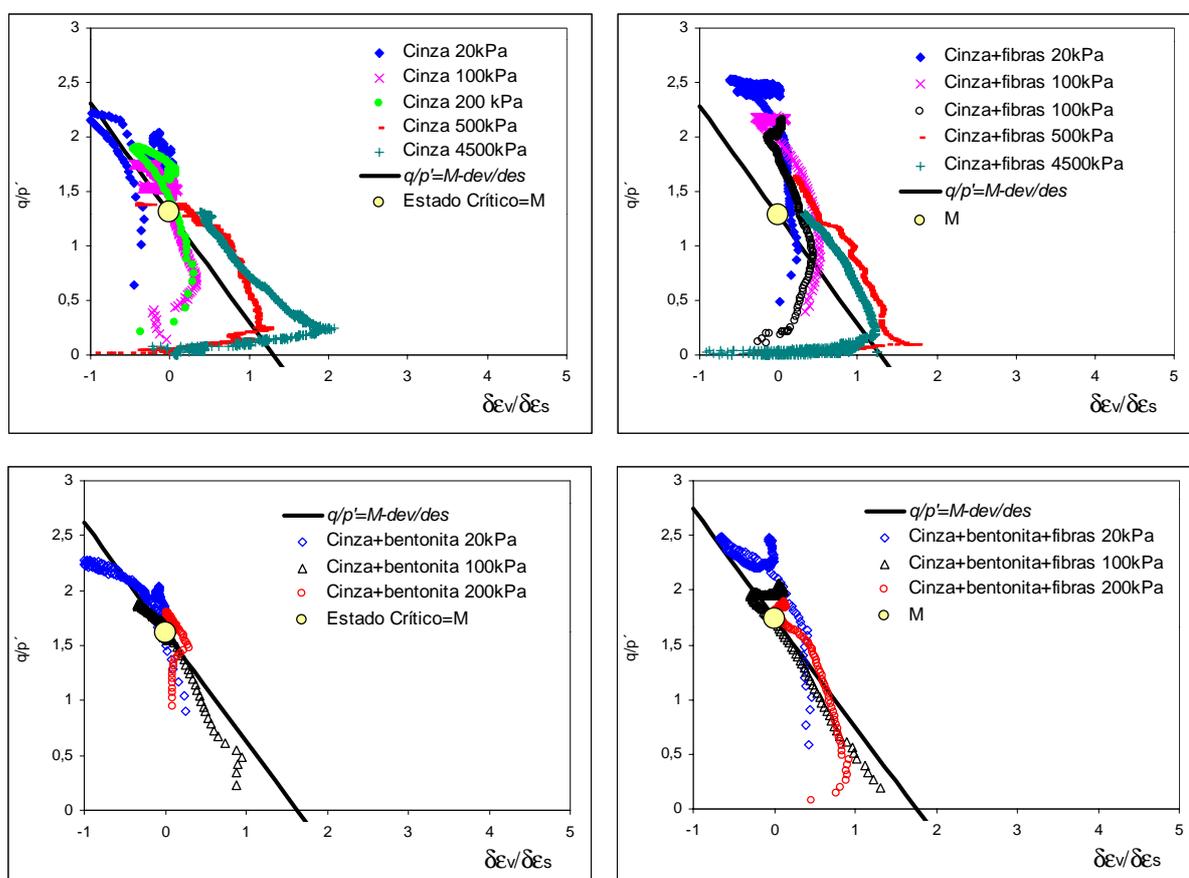


Figura 6.39 – Razão de tensões  $q/p'$  versus dilatância da cinza de fundo com fibras 24mm, cinza de fundo com 9% de bentonita e cinza de fundo com bentonita e fibras

A seguir, a Figura 6.40 apresenta os mesmos ensaios, mas somente os pontos quando as amostras já teriam atingido o estado crítico.

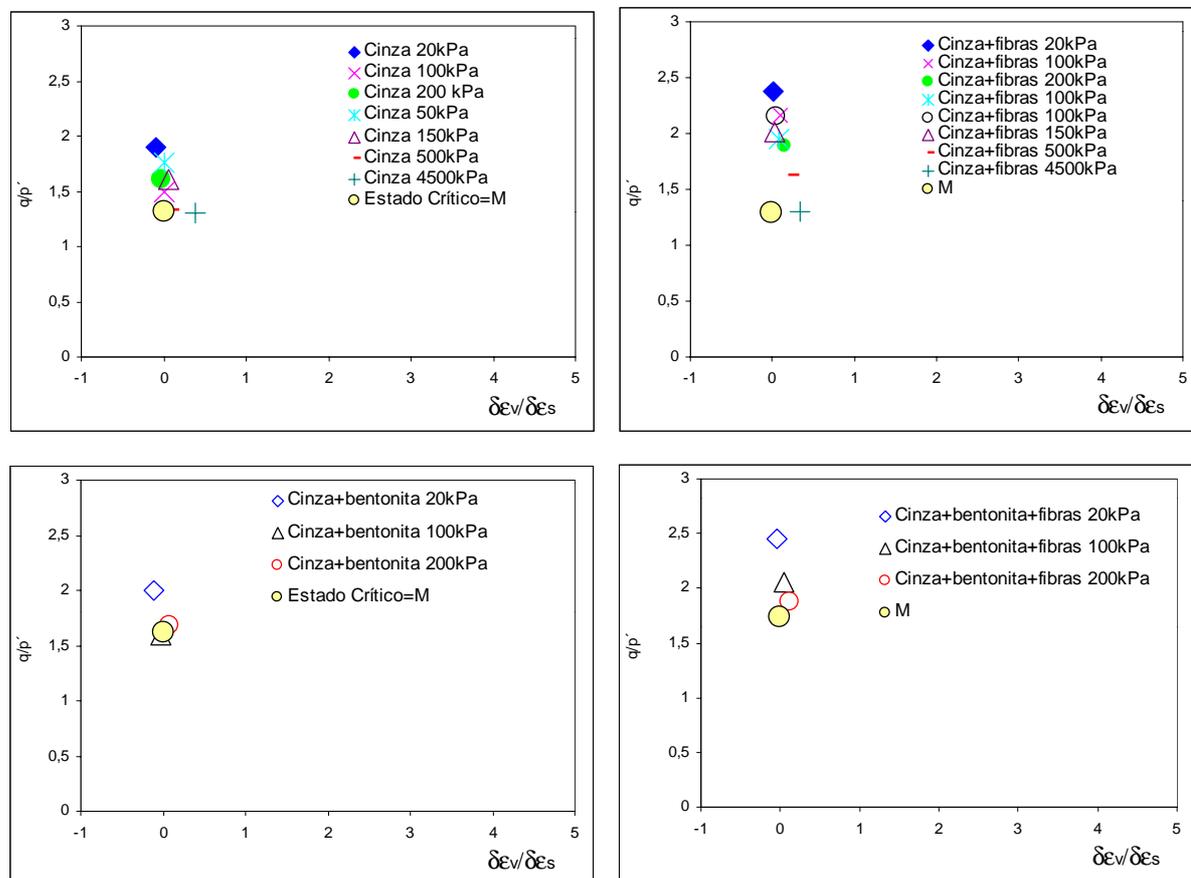


Figura 6.40– Estado crítico no espaço  $q/p'$  versus dilatância para a cinza de fundo, cinza de fundo com fibras 24mm, cinza de fundo com 9% de bentonita e cinza de fundo com bentonita e fibras

Observando-se as Figuras 6.39 e 6.40, nota-se que também para a cinza de fundo, a introdução de fibras aumenta a razão de tensões  $q/p'$  para  $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s=0$ , principalmente para as tensões efetivas médias iniciais mais baixas, mostrando que a introdução de fibras realmente representa um aumento efetivo da resistência dos compósitos. Da mesma forma que o observado para o SRAB, esta análise corrobora o resultado que foi apresentado anteriormente para a energia de deformação, confirmando o fato de que o mecanismo de mobilização de resistência das fibras é mais efetivo para tensões efetivas médias iniciais mais baixas. O mesmo pode ser observado para as misturas com bentonita.

Verifica-se, também, que a inclinação da envoltória do estado crítico  $M$  relaciona razoavelmente bem a razão de tensões e dilatância dos compósitos sem fibras. Os compósitos de cinza de fundo com fibras comportaram-se de maneira análoga ao observado para o SRAB: as amostras de cinza de fundo reforçadas com fibras atingem razões de tensão superiores àquelas delimitadas pela equação 6.4, mostrando que o comportamento da cinza de fundo reforçada com fibras no espaço  $q/p':\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$  não pode ser descrito pela teoria do estado crítico.

### 6.3 AREIA DE OSÓRIO

#### 6.3.1 Compressão Isotrópica da Areia de Osório

Na Figura 6.41 estão apresentados os ensaios de compressão isotrópica na areia de Osório e na areia de Osório com fibras 24mm, realizados pelo pesquisador Vendrusculo (2002), no laboratório da City University, em Londres. Estes resultados foram anexados neste trabalho com o propósito de complementar o estudo da areia e também de comparar o seu comportamento com o comportamento dos outros materiais estudados.

Sabe-se que o comportamento em compressão de uma areia difere principalmente no nível de tensões em que a LIC é verificada. Para o nível de tensões usualmente adotado em testes de laboratório e para projetos comuns de engenharia ( $< 700 \text{ kN/m}^2$ ), as linhas de consolidação mostram-se quase planas e independem do estado inicial da amostra. Amostras densas ou fofas comportam-se como se fossem pré adensadas, diferindo somente no fato de que amostras fofas alcançam mais rapidamente a LIC.

Verifica-se que nos ensaios apresentados na Figura 6.41, a amostra com maior volume específico inicial (areia de Osório+fibras 24mm) não alcançou mais

rapidamente a mesma curva de compressão da amostra mais densa (sem reforço). Aparentemente, as curvas de compressão para a areia e para a areia com fibras não irão convergir para uma única LIC, sugerindo que, para a areia de Osório, a introdução de fibras influencia no comportamento compressivo do material.

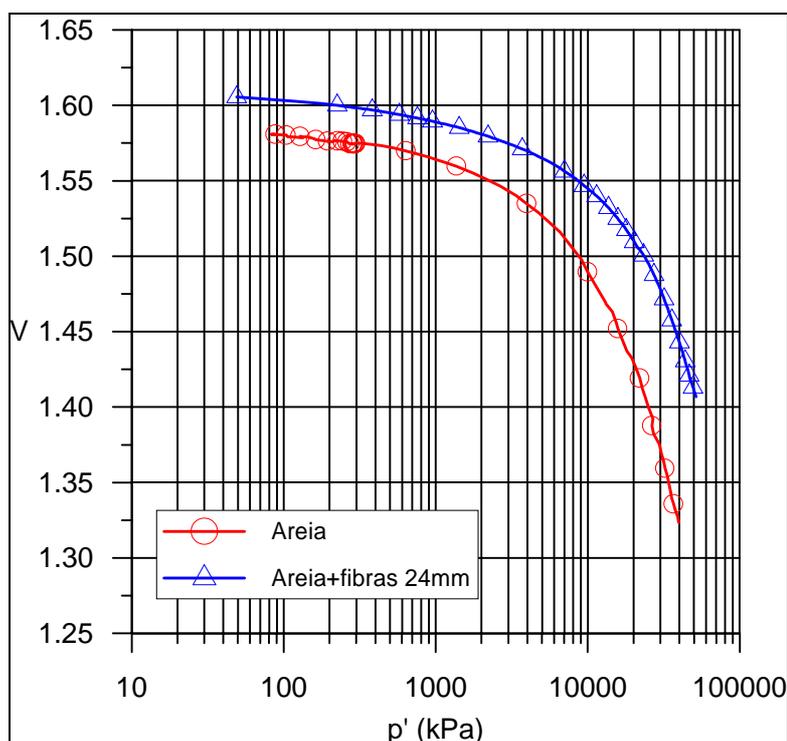


Figura 6.41 – Curvas tensão x volume específico da areia de Osório (Vendrusculo, 2002)

A Figura 6.42 apresenta a LIC da areia e da areia com fibras. A LIC da areia é definida por  $v = 2,91 - 0,149 \cdot \ln p'$ , onde  $N=2,91$  e  $\lambda=0,149$ . Para a areia com fibras, a LIC é definida por  $v = 2,75 - 0,123 \cdot \ln p'$ , onde  $N=2,75$  e  $\lambda=0,123$ .

A observação da Tabela 6.1 mostra que os parâmetros de compressibilidade encontrados para a areia e para a areia com fibras encontra-se dentro da faixa de variação dos parâmetros descritos na literatura para alguns solos arenosos (Chattahoochee River Sand - Vesic e Clough, 1968; Ham River Sand - Jovicic e Coop, 1997). Segundo Atkinson e Bransby (1978) o valor da inclinação da LIC para areias é normalmente baixo, tipicamente  $\lambda=0,01$ , similar ao encontrado para a areia estudada.

Apesar de terem sido verificadas diferentes linhas de compressão para a areia de Osório e para a areia de Osório com fibras nos ensaios apresentados anteriormente, seria necessário que se fizesse uma investigação mais aprofundada do comportamento compressivo da areia reforçada para que se pudesse inferir sobre a influência da fibra em amostras com diferentes estados iniciais.

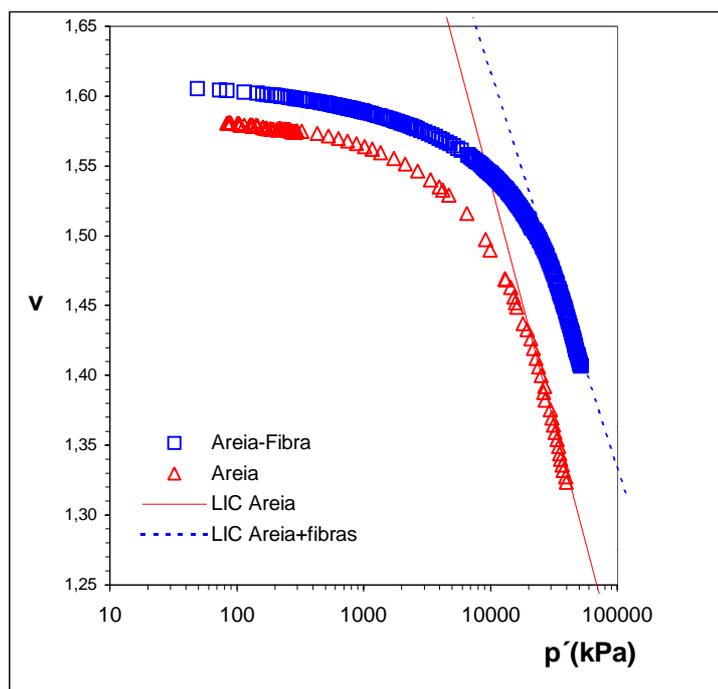


Figura 6.42 – Linha Isotrópica de Compressão da areia de Osório com 0 e 0,5% de fibras 24mm (Vendrusculo, 2002)

### 6.3.2 Comportamento tensão e variação volumétrica x distorção da Areia de Osório

A Figura 6.43 mostra as curvas tensão-distorção e deformação volumétrica-distorção, que foram plotadas para os ensaios do tipo CID realizados para a matriz

de areia, areia com fibras de 24mm, areia com 9% de bentonita e areia com fibras 24mm e 9% de bentonita, nas tensões efetivas médias iniciais de 20, 100 e 200kPa.

As amostras estudadas possuem uma densidade relativa entre 60 a 70%, podendo ser classificadas como médias a densas. Apresentam um comportamento tensão-deformação e tensão-variação volumétrica similar ao descrito na literatura para este tipo de material, caracterizado por expansão volumétrica e formação de picos de resistência.

A análise dos ensaios realizados na areia permite observar a característica de expansão volumétrica citada anteriormente e também a formação de picos de resistência.

O comportamento da areia reforçada com fibras caracteriza-se por um crescimento constante de resistência com o aumento das deformações distorcionais. Nota-se um ligeiro aumento das deformações volumétricas de expansão, para as tensões efetivas médias iniciais mais baixas, e de contração, para as tensões efetivas médias iniciais mais altas. De maneira semelhante ao observado para o SRAB, existe uma nível de deformação distorcional a partir do qual observa-se um paralelismo entre as curvas tensão-deformação para as misturas com fibras de 24mm de comprimento, para todas as tensões confinantes estudadas. A partir do momento em que as fibras são mobilizadas ( $\delta\varepsilon_s$  de aproximadamente 1%), o crescimento da resistência é caracterizado pela existência de uma taxa de acréscimo única de resistência, para todas as tensões efetivas médias iniciais estudadas.

Analisando-se a Figura 6.43-c, observa-se que a introdução de 9% de bentonita somente inibiu a formação do pico de resistência observada para a areia a tensões efetivas médias iniciais mais altas. A resistência última verificada para os compósitos com bentonita manteve-se praticamente inalterada. A introdução de bentonita ocasionou um pequeno aumento nas deformações volumétricas de contração do compósito, exceto para o ensaio com  $p'=20\text{kPa}$ , que apresentou deformações volumétricas de expansão excessivas, observadas também para o ensaio com bentonita e fibras na mesma tensão efetiva média inicial.

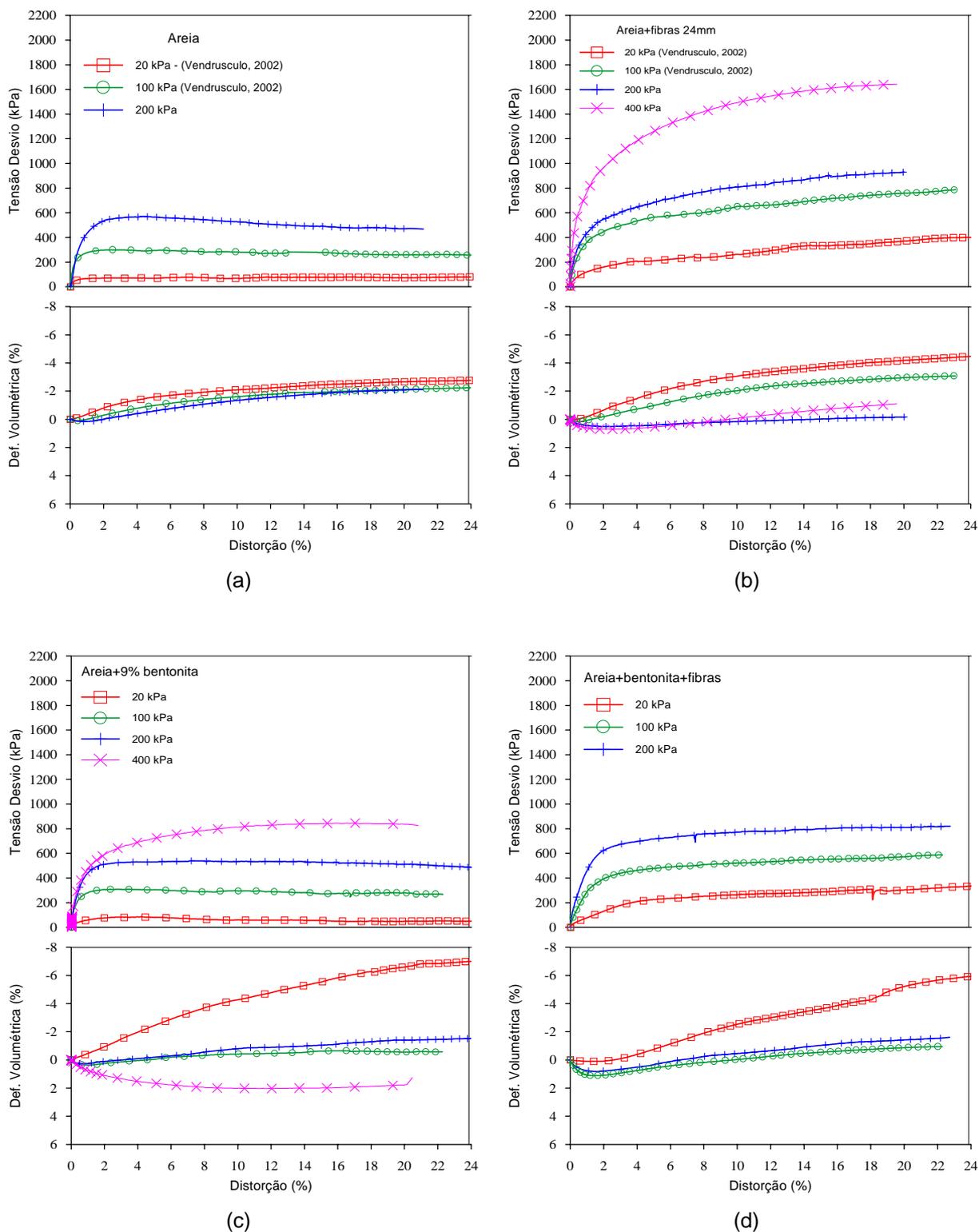


Figura 6.43 – Curvas tensão-deformação x distorção da (a) areia, (b) areia+fibras 24mm, (c) areia+9% de bentonita e (d) areia+bentonita+fibras

A introdução de bentonita e fibras, ilustrada na Figura 6.43-d, seguiu a mesma característica observada para os compósitos com fibras, diferindo somente na taxa de aumento de resistência (um pouco menor para os compósitos com bentonita e

fibras) e no nível de deformação onde as fibras começaram a serem solicitadas ( $\delta\varepsilon_s$  aproximadamente 2,5%). Observa-se, também, que a introdução de bentonita e fibras diminuiu consideravelmente a rigidez inicial do compósito. Quanto à variação volumétrica, observou-se um pequeno aumento nas deformações volumétricas de contração, provavelmente devido à soma das características proporcionadas pelas fibras e pela bentonita. As deformações volumétricas para o ensaio com  $p' = 20\text{kPa}$  apresentaram características semelhantes às observadas para o compósito com bentonita na mesma tensão efetiva média inicial. Entretanto, não se pode afirmar se a introdução de bentonita aumenta a dilatação do compósito às baixas tensões efetivas médias iniciais, ou se a característica observada é decorrente de algum problema ocorrido durante os ensaios.

A Figura 6.44 mostra os ensaios *ring shear* realizados na areia de Osório com 0 e 0,5% de fibras de 24mm, ambos com tensão normal de 100kPa. De forma análoga ao observado nos ensaios triaxiais apresentados anteriormente, observa-se que a introdução de fibras definitivamente ocasiona um ganho de resistência, mesmo após grandes deslocamentos horizontais. Nota-se, também, uma tendência ao crescimento da resistência, mesmo após deslocamentos da ordem de 260mm, indicando que as fibras funcionam de maneira efetiva mesmo após grandes deslocamentos.

A forma “ondulada” da curva tensão cisalhante versus deslocamento horizontal deve-se provavelmente ao mecanismo de mobilização da resistência da fibra. Conforme foi proposto anteriormente, a formação de uma zona de cisalhamento, que talvez ocupe toda a espessura da amostra, seja responsável pela solicitação permanente das fibras que formariam uma “malha” dentro da matriz.

A análise comparativa entre os ensaios triaxiais e os ensaios de cisalhamento torsional realizados no equipamento *ring shear* está ilustrada na Figura 6.45. Assim como foi ressaltado anteriormente para o SRAB e para a cinza de fundo, a análise entre os diferentes ensaios é somente qualitativa, buscando avaliar somente as características de mobilização de resistência nos dois tipos de ensaio. Da mesma forma que para o SRAB e para a cinza de fundo, estudos complementares são necessários no sentido de identificar o mecanismo de mobilização de resistência após grandes deslocamentos, a nível microestrutural.

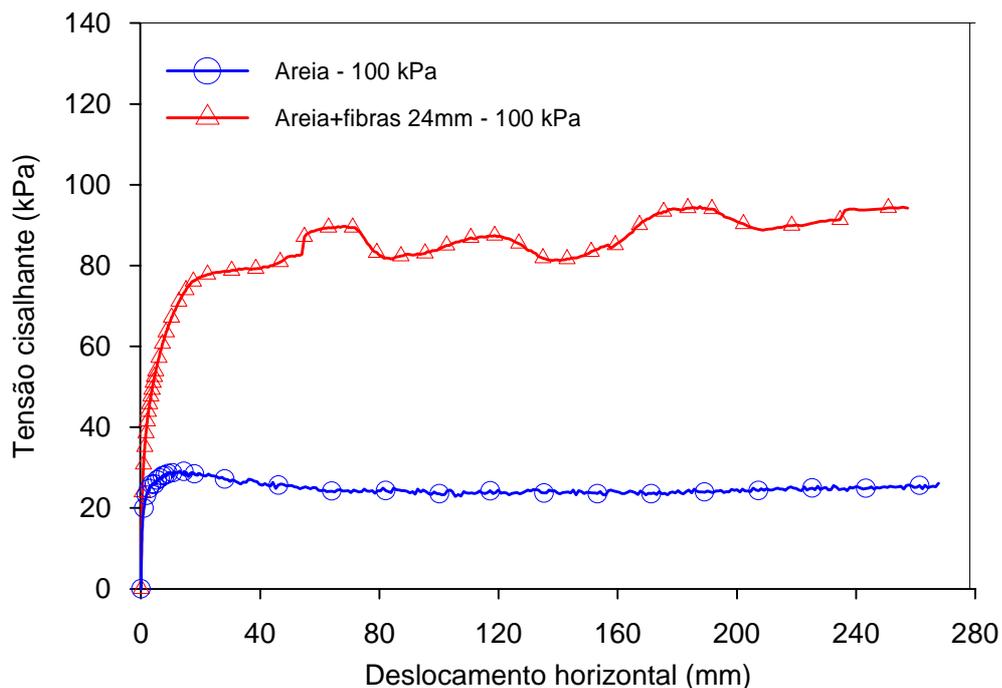


Figura 6.44 – Ensaio *ring shear* na areia de Osório com 0 e 0,5% de fibras 24mm

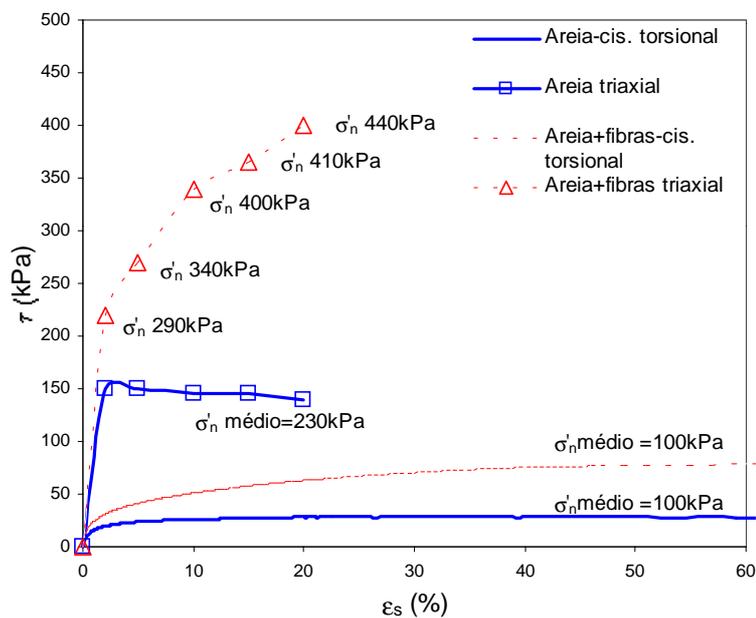


Figura 6.45 – Ensaio de cisalhamento torsional realizados no equipamento *ring shear* e ensaios triaxiais para a areia de Osório com 0 e 0,5% de fibras 24mm

De maneira semelhante ao observado nos ensaios com SRAB e com a cinza de fundo, a tendência de crescimento de resistência apresenta-se de forma semelhante nos dois ensaios, apesar dos ensaios triaxiais não possuírem a mesma

tensão normal dos ensaios de cisalhamento torsional. Tanto nos ensaios triaxiais quanto nos ensaios de cisalhamento torsional as fibras funcionam proporcionando um ganho progressivo de resistência, que permanece inalterado mesmo após deslocamentos da ordem de 260mm.

### **6.3.3 Envoltórias e Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento da Areia de Osório**

Na Figura 6.46 estão ilustradas as envoltórias de resistência ao cisalhamento da areia de Osório, da areia de Osório com fibras de 24mm, com 9% de bentonita e com bentonita e fibras no espaço *s't*. Todas as envoltórias estão plotadas para uma  $\epsilon_s$  de 20%.

Para a matriz de areia, observa-se a formação de pequenos picos de resistência ao cisalhamento somente nos ensaios com  $p'$  maior que 100kPa, delimitando uma envoltória de pico ligeiramente mais inclinada que a envoltória última. Como era esperado, ambas as envoltórias possuem intercepto coesivo nulo e ângulos de atrito interno semelhantes, onde o ângulo de atrito interno de pico observado foi de 35,8° e o ângulo de atrito interno último de 33,9°.

Contrariando o que foi observado para o SRAB com fibras 24mm, e corroborando o que foi observado para a cinza de fundo, verificou-se que para a areia com fibras 24mm não existe a bi-linearidade da envoltória de resistência, nem a identificação de uma tensão crítica a partir da qual acontecem mudanças no mecanismo de mobilização de resistência para os níveis de tensão estudados. Para a areia, foi verificado que as fibras aumentam o intercepto coesivo do compósito em aproximadamente 90kPa e também o ângulo de atrito interno último em aproximadamente 4°. Estes resultados confirmam o que foi observado por Montardo (1999), que verificou um aumento no intercepto coesivo e no ângulo de atrito interno último em ensaios realizados com a mesma areia utilizada como matriz e com introdução de fibras de polipropileno de 12 e 36mm.

A adição de 9% de bentonita na areia ocasionou um acréscimo no intercepto coesivo de 12,4kPa e uma diminuição no ângulo de atrito interno último da ordem de  $4^\circ$ , aproximadamente. Para a adição de bentonita e fibras, observou-se um acréscimo no intercepto coesivo de 83kPa, e uma influência desprezível no ângulo de atrito interno último do compósito. Neste caso, o efeito causado pela fibra - aumento do ângulo de atrito interno - foi anulado pelo efeito causado pela bentonita – diminuição do ângulo de atrito interno, fazendo com que o compósito de bentonita e fibras não sofresse mudanças neste parâmetro de resistência.

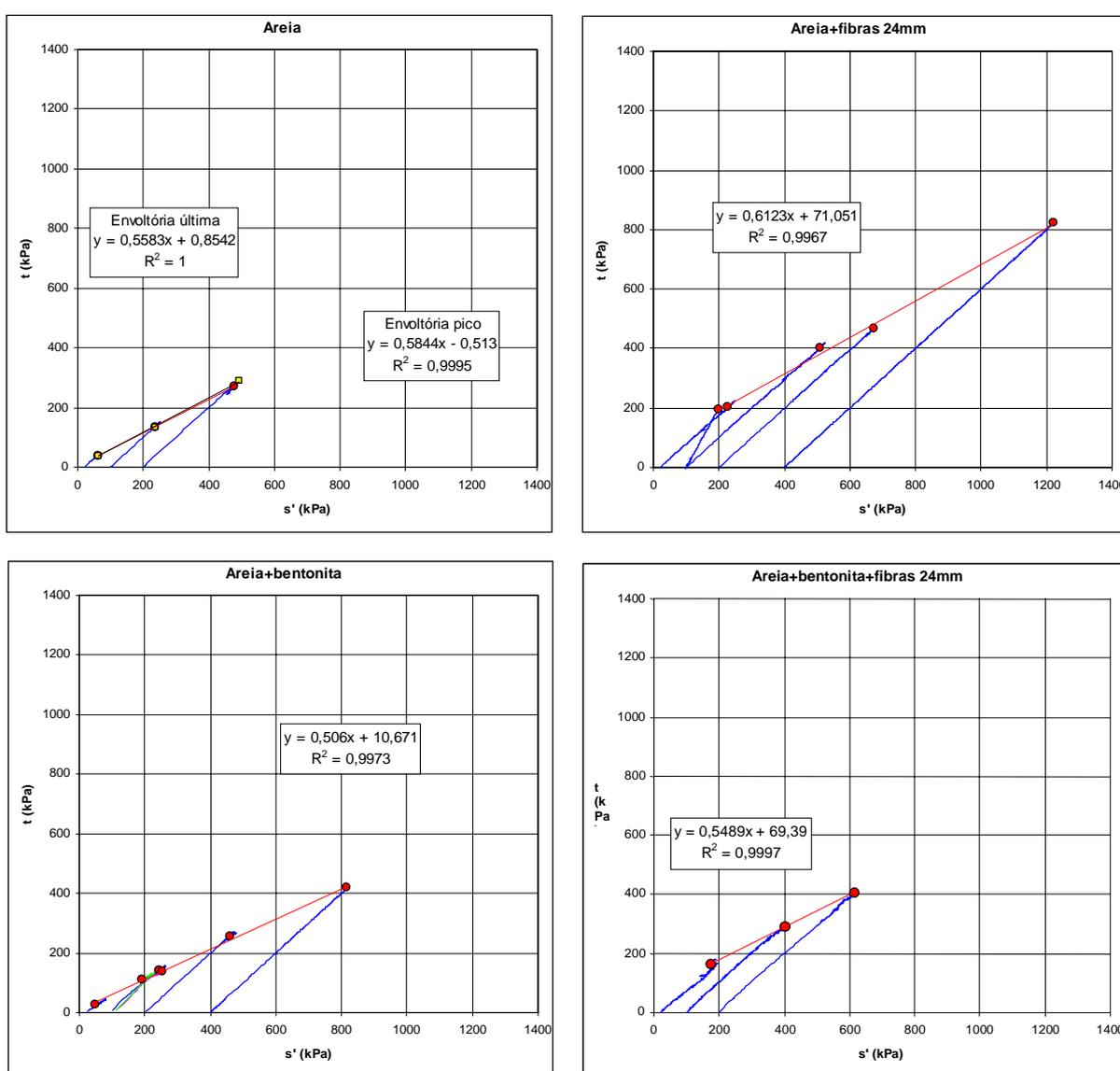


Figura 6.46 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento no espaço  $s':t$  para os materiais compósitos de areia de Osório a 20% de deformação distorcional.

Nos ensaios *ring shear*, o ângulo de atrito interno último medido no final do ensaio foi de 21°, considerando-se um intercepto coesivo nulo. Para a areia com fibras 24mm foi medido um ângulo de atrito interno de 37°, sendo, porém, desprovido de qualquer significado real por possuir a limitação de ser estimado considerando a coesão igual a zero.

A Tabela 6.11 mostra os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais compósitos, onde pode ser observada a influência da adição de fibras e bentonita na matriz de areia.

Tabela 6.11 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento da areia de Osório

Material	$c_{pico}$ (kPa)	$\phi'_{pico}$ (graus)	$c_{ult}$ (kPa)	$\phi'_{ult}$ (graus)
Areia	0	35,8	0	33,9
Areia+fibras 24mm	-	-	89,9	37,8
Areia+9% bentonita	-	-	12,4	30,4
Areia+bentonita+fibras	-	-	83,0	33,3

A Figura 6.47 ilustra as envoltórias de resistência no espaço  $p':q$  para a areia de Osório com 0 e 0,5% de fibras 24mm a 5, 10, 15 e 20% de deformação distorcional. Confirmando os resultados observados para o SRAB, observa-se claramente que, conforme aumentam as deformações distorcionalis, a envoltória de resistência ao cisalhamento “cresce”, exibindo contornos paralelos à envoltória do solo não reforçado, para qualquer nível de deformação distorcional.

A característica observada para o SRAB e para a cinza de fundo, onde a envoltória para  $\varepsilon_s=5\%$  apresenta uma queda na tensão desvio para os ensaios com tensões efetivas médias iniciais mais altas, não foi observada para a areia até o nível de tensões estudados. Se realmente existir, será necessário que sejam realizados ensaios com tensões efetivas médias iniciais mais altas para que esta característica possa ser verificada para a areia.

Os pontos de divergência plotados nas envoltórias da Figura 6.47 são os pontos a partir dos quais observa-se influência do reforço fibroso na resistência ao cisalhamento do material. A observação dos pontos de divergência de resistência no

espaço  $q:p'$ , mostra que, para os valores de resistência ao cisalhamento abaixo destes pontos, o solo reforçado comporta-se de maneira análoga ao solo sem reforço, uma vez que os mesmos recaem exatamente em cima da envoltória do solo sem reforço.

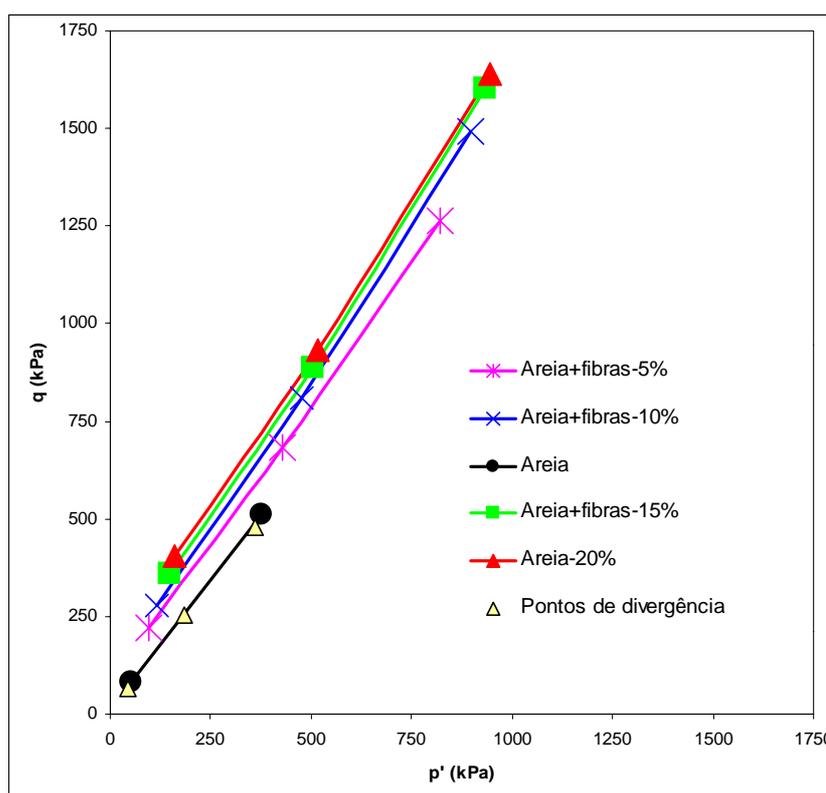


Figura 6.47 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento no espaço  $p':q$  para a areia de Osório com 0 e 0,5% de fibras 24mm a 5, 10, 15 e 20% de deformação distorcional.

#### 6.3.4 Capacidade de Absorção de Energia de Deformação da Areia de Osório

A variação da energia de deformação absorvida para a areia de Osório, para a mesma areia com fibras 24mm, com 9% de bentonita e com bentonita e fibras, em

função da variação da tensão efetiva média inicial dos ensaios está apresentada na Tabela 6.12.

A Figura 6.48 ilustra os dados de energia de deformação absorvida para a areia, de onde pode ser verificada a contribuição média da introdução de fibras e bentonita à matriz de areia através do intercepto para  $p'=0$  das retas que ajustam os dados apresentados. A figura mostra que, para os níveis de tensão estudados, a taxa de aumento da energia de deformação é linear e constante.

De maneira análoga ao observado para o SRAB e para a cinza de fundo, a energia de deformação absorvida aumenta com a inclusão de fibras na matriz de areia. Para o caso de fibras de 24mm, a contribuição média é de aproximadamente  $44 \text{ kJ/m}^3$  na tenacidade do compósito.

A adição de bentonita diminui a tenacidade média do compósito em apenas  $2 \text{ kJ/m}^3$ , o mesmo valor verificado para a cinza de fundo. A adição de bentonita e fibras ocasionou um aumento de  $34 \text{ kJ/m}^3$  na tenacidade média do compósito, caracterizando mais uma vez a influência conjunta das fibras e da bentonita.

Para todas as matrizes até agora estudadas observou-se que a introdução de fibras causa uma influência muito maior na tenacidade a baixas tensões efetivas médias iniciais. Também para os compósitos com areia foi notada a diminuição progressiva da energia de deformação do compósito com o aumento das tensões efetivas médias iniciais.

Tabela 6.12 – Variação da energia de deformação com as tensões efetivas médias iniciais.

$p'$	Areia	Areia+fibras 24mm		Areia+bentonita		Areia+bentonita +fibras 24mm	
	$E_{\text{def}20\%}$ ( $\text{kJ/m}^3$ )	$E_{\text{def}20\%}$ ( $\text{kJ/m}^3$ )	Variação (%)*	$E_{\text{def}20\%}$ ( $\text{kJ/m}^3$ )	Variação (%)*	$E_{\text{def}20\%}$ ( $\text{kJ/m}^3$ )	Variação (%)*
20	14,56	52,43	260	12,08	-17	47,58	227
100	56,81	121,69	114	56,59	0	98,98	74
200	99,57	151,20	52	100,37	1	141,14	42
Contribuição média		$44 \text{ kJ/m}^3$		$-2 \text{ kJ/m}^3$		$34 \text{ kJ/m}^3$	

\* Variação da  $E_{\text{def}}$  em relação ao SRAB

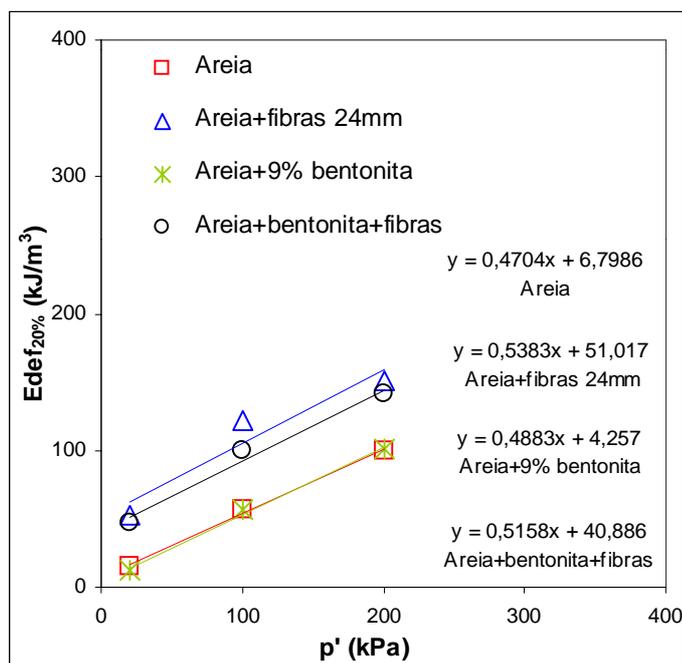


Figura 6.48 – Energia de deformação absorvida para 20% de deformação distorcional, com a variação da tensão da tensão efetiva média inicial, para os compósitos com areia de Osório

### 6.3.5 Rigidez da Areia de Osório

Para a areia de Osório também não foi avaliado o módulo de deformação tangente ( $G_{m\acute{a}x}$ ) em função da dispersão dos resultados observados a deformações muito pequenas. Para a avaliação da rigidez da areia, foram adicionados neste trabalho os ensaios com *bender elements* apresentados por Vendrusculo (2002), realizados na City University, em Londres, que fazem parte do seu trabalho de doutorado. Assim como os ensaios apresentados para o SRAB e para a cinza de fundo anteriormente, estes ensaios foram realizados para a avaliação do módulo cisalhante a deformações muito pequenas ( $G_0$ ), para a matriz de areia e areia com fibras 24mm.

Os resultados dos testes estão ilustrados na Figura 6.51, e podem ser representados no plano  $\log G/p_r$ :  $\log p'/p_r$  pela seguinte equação:

$$\frac{G_0}{p_r} = 39470 \left( \frac{p'}{p_r} \right)^{0,4318} \quad (6.6)$$

Os parâmetros da reta no plano normalizado  $\log G/p_r$ :  $\log p'/p_r$  encontrados para a areia de Osório com 0 e 0,5% de fibras foram:  $A=39470$  e  $n=0,4318$ . Comparando-se os parâmetros  $A$  e  $n$  apresentados na literatura para diversos materiais, observa-se na Tabela 6.13 que o parâmetro  $n$ , que representa a declividade da reta de ajuste encontrada para a areia é ligeiramente mais baixo que o observado para outros tipos de solo, e que o parâmetro  $A$  é muito superior, mostrando que a areia estudada caracteriza-se por possuir uma alta rigidez inicial.

Na Figura 6.49 está ilustrada a variação do módulo cisalhante  $G_0$  em função da tensão efetiva isotrópica para a areia de Osório com 0 e 0,5% de fibras de 24mm, sendo que ambos os eixos estão representados em escala logarítmica. Corroborando os resultados encontrados para as outras matrizes estudadas, observou-se uma ótima concordância entre os resultados de rigidez da areia de Osório e da areia de Osório com fibras, mostrando que a introdução de fibras também não exerce efeito algum no  $G_0$  da areia.

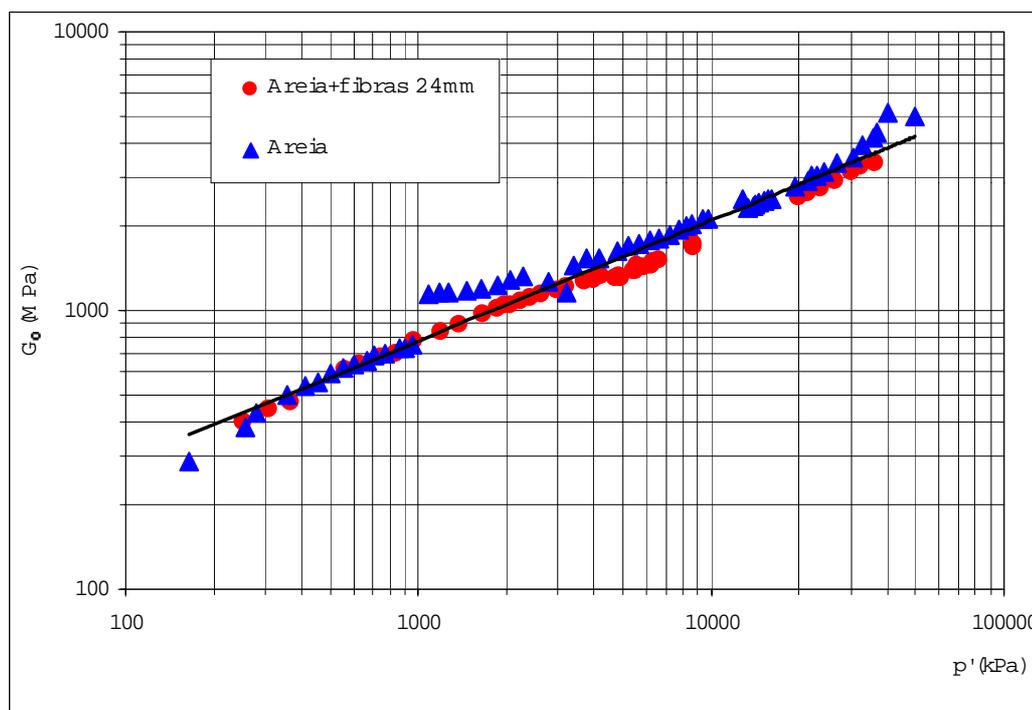


Figura 6.49– Ensaio de *bender elements* na areia de Osório com 0 e 0,5% de fibras 24mm (Vendrusculo, 2002)

Tabela 6.13 – Comparação entre os parâmetros  $A$  e  $n$  da areia de Osório e de outros materiais (adaptada de Martins, 2001).

Solo	$A$	$n$	Referência
Areia	39470	0,4318	Presente trabalho
Cinza de fundo	1206	0,653	Presente trabalho
SRAB (compactado)	5186	0,596	Presente trabalho
SRAB (indeformado)	4000	0,6	Martins (2001)
Ham River Sand	3899	0,593	Jovicic e Coop (1997)
Granito decomposto	763	0,884	Jovicic e Coop (1997)
Dogs Bay Sand	3096	0,686	Jovicic e Coop (1997)
Argila reconstituída	1964	0,653	Viggiani e Atkinson (1995)

### 6.3.6 Comportamento da Areia de Osório à luz da TEC

#### 6.3.6.1 Definição da LEC da Areia de Osório

Amostras de areia normalmente localizam-se no lado seco da LEC. Por causa disso, existem várias dificuldades, assim como em argilas pré adensadas, em alcançar condições uniformes de tensão e deformação em amostras cisalhadas após grandes deformações, necessárias para que as mesmas alcancem a LEC. Apesar das dificuldades citadas acima, a existência de uma LEC para areias foi provada como sendo verdadeira por vários autores, dentre eles Stroud (1971), que realizou um trabalho pioneiro na identificação da LEC para areias.

Baseando-se nos ensaios triaxiais apresentados anteriormente, foi realizada uma tentativa de delinear o estado crítico da areia no espaço  $v : \ln p'$ . Em razão do pequeno número de ensaios e do fato de que a areia necessita de grandes deformações, ou melhor, deformações maiores que as alcançadas nos ensaios apresentados para alcançar a LEC, não foi possível localizar o estado crítico para a areia estudada.

### 6.3.6.2 Normalização da Areia

Anteriormente foi enfatizado que as amostras de areia estudadas poderiam ser consideradas como médias a densas ( $D_r$  entre 60 e 70%). A tentativa de normalização destas amostras com relação à LIC levou à definição de somente a parte inicial da superfície de Hvorslev, em função dos baixos valores de tensão efetiva média inicial dos ensaios. Para que pudéssemos delinear toda a superfície de estado da areia, seria necessário que fosse realizado um número maior de testes, com tensões efetivas médias iniciais bem acima das normalmente utilizadas em ensaios de laboratório. A normalização da areia com relação à LIC está ilustrada na Figura 6.50, a seguir:

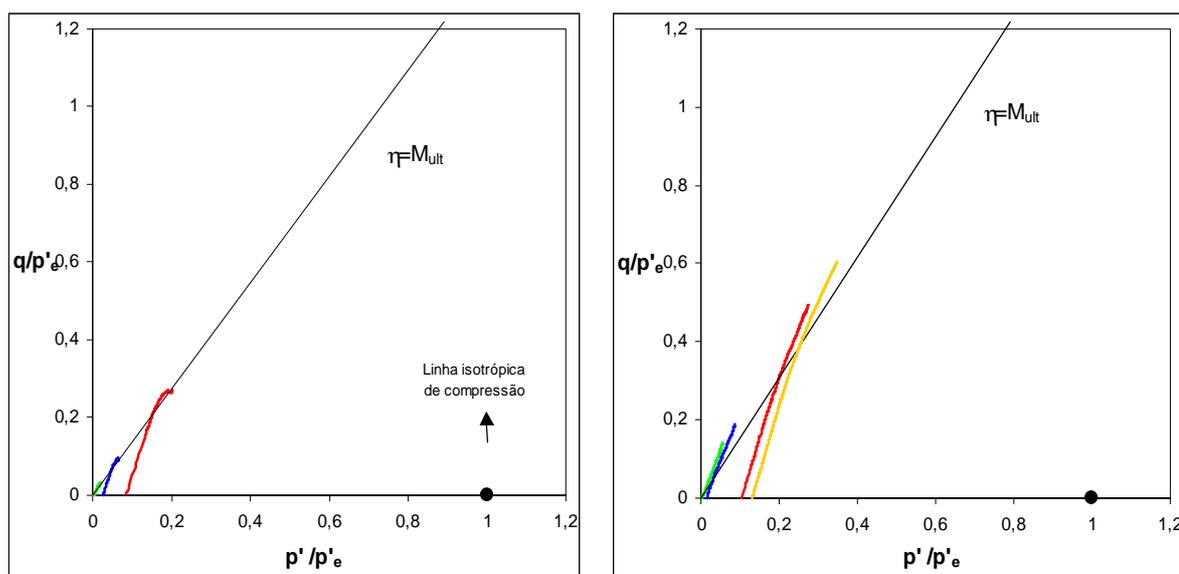


Figura 6.50 - Superfície limite de estado no plano normalizado  $q'/p'_e : p'/p'_e$  para a areia de Osório com 0 e 0,5% de fibras 24mm

Quando normalizados, os únicos ensaios que alcançam um valor máximo de  $q/p'$  antes de seguir para o estado crítico são os ensaios realizados em amostras densas. Estas amostras atingem a superfície de Hvorslev e seguem em direção ao ponto que define o estado crítico (ver Figura 2.6-b).

Atkinson e Bransby (1978).

Esta afirmativa é confirmada através da normalização da areia apresentada na Figura 6.50. Nota-se que os ensaios atingem um certo valor de  $q/p'_e$  e depois

seguem de encontro ao estado crítico, que não pode ser definido através destes ensaios.

A normalização dos ensaios com fibras nos mostra que a utilização do reforço realmente ocasiona ganho de resistência. Apesar de não se conseguir delinear nenhuma superfície de estado para o solo reforçado, observa-se que os ensaios na areia com fibras atingem estados superiores à superfície limite de estado última, neste caso definida pelos valores de razão de tensão  $\eta = M_{ult}$ .

Comportamento semelhante foi observado para o SRAB e para a cinza de fundo reforçados com fibras, onde os ensaios seguem aumentando a resistência ao cisalhamento indefinidamente, não convergindo novamente para a superfície limite de estado última. A convergência para a superfície limite de estado última após apresentar picos de resistência foi relatada na literatura como sendo característica de materiais cimentados, e também foi observada para a cinza de fundo.

#### 6.3.6.3 Razão de Tensões x Dilatância da Areia de Osório

A Figura 6.51 apresenta a razão de tensões  $q/p'$  em função da dilatância da areia, areia com fibras 24mm, areia com 9% de bentonita e areia com bentonita e fibras. Logo após, a Figura 6.52 apresenta os pontos finais dos mesmos ensaios, quando as amostras já teriam atingido o estado crítico.

A análise das Figuras 6.49 e 6.50 mostra que, para a areia e seus compósitos, a introdução de fibras aumenta a razão de tensões  $q/p'$ , indicando que a introdução de fibras realmente representa um aumento efetivo da resistência dos compósitos reforçados.

A figura 6.50 mostra que as amostras, quando reforçadas com fibras, atingem o estado crítico ( $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s=0$ ) para uma razão de tensões  $q/p'$  muito superior ao solo não reforçado, principalmente para tensões efetivas médias iniciais mais baixas. Assim como foi previamente verificado para o SRAB e para a cinza de fundo, estes resultados confirmam o que foi verificado para a energia de deformação, comprovando o fato de que o mecanismo de mobilização de resistência das fibras é

mais efetivo para tensões efetivas médias iniciais mais baixas. O mesmo pode ser observado para as misturas com bentonita.

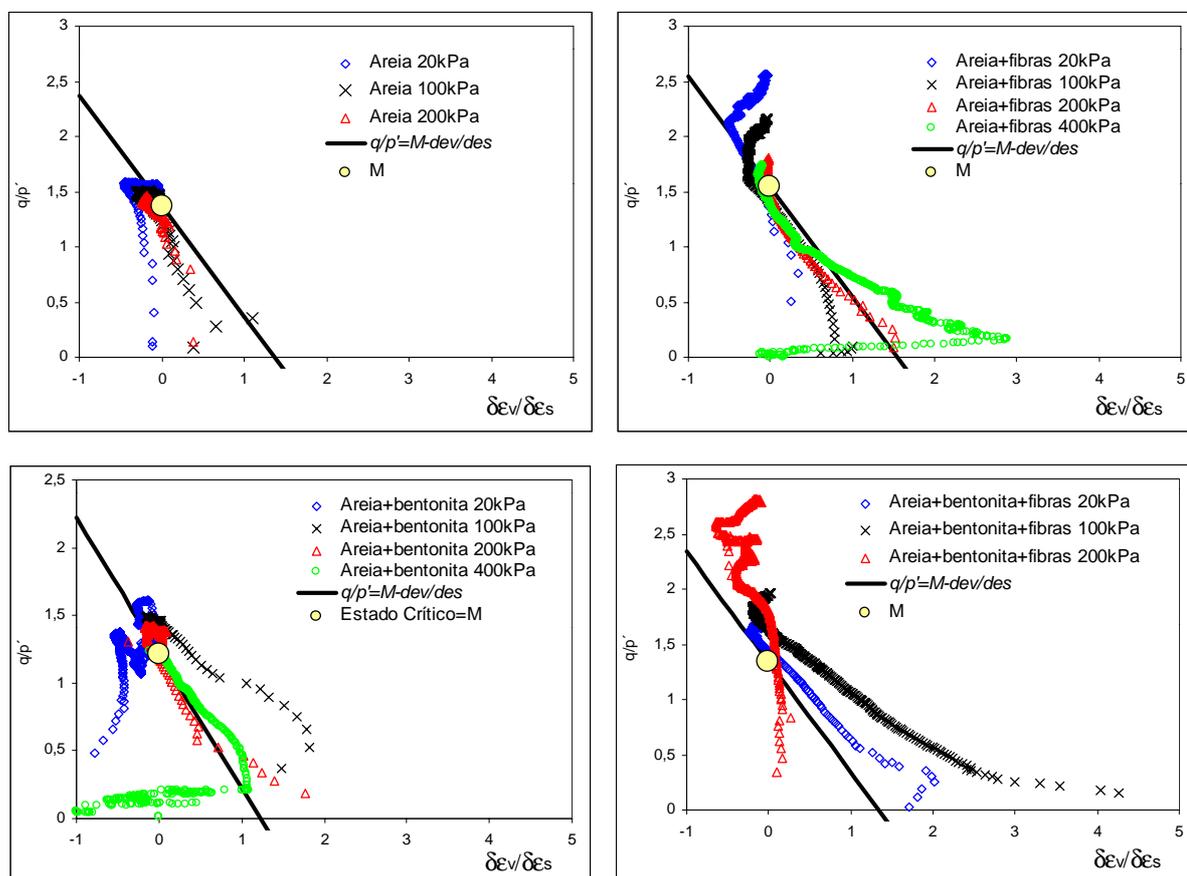


Figura 6.51 – Razão de tensões  $q/p'$  versus dilatância para a areia, areia com fibras 24mm, areia com 9% de bentonita e areia com bentonita e fibras

Verifica-se, também para a areia e seus compósitos, que a inclinação da envoltória do estado crítico  $M$  relaciona razoavelmente bem a razão de tensões e dilatância, mostrando que o comportamento da areia no espaço  $q/p':\delta\epsilon_v/\delta\epsilon_s$  pode ser descrito pela teoria do estado crítico. Os compósitos de areia, bentonita e fibras apresentaram valores de razão de tensões bem superiores aos dados pela equação 6.4, apresentando o mesmo comportamento observado para o SRAB e para a cinza de fundo.

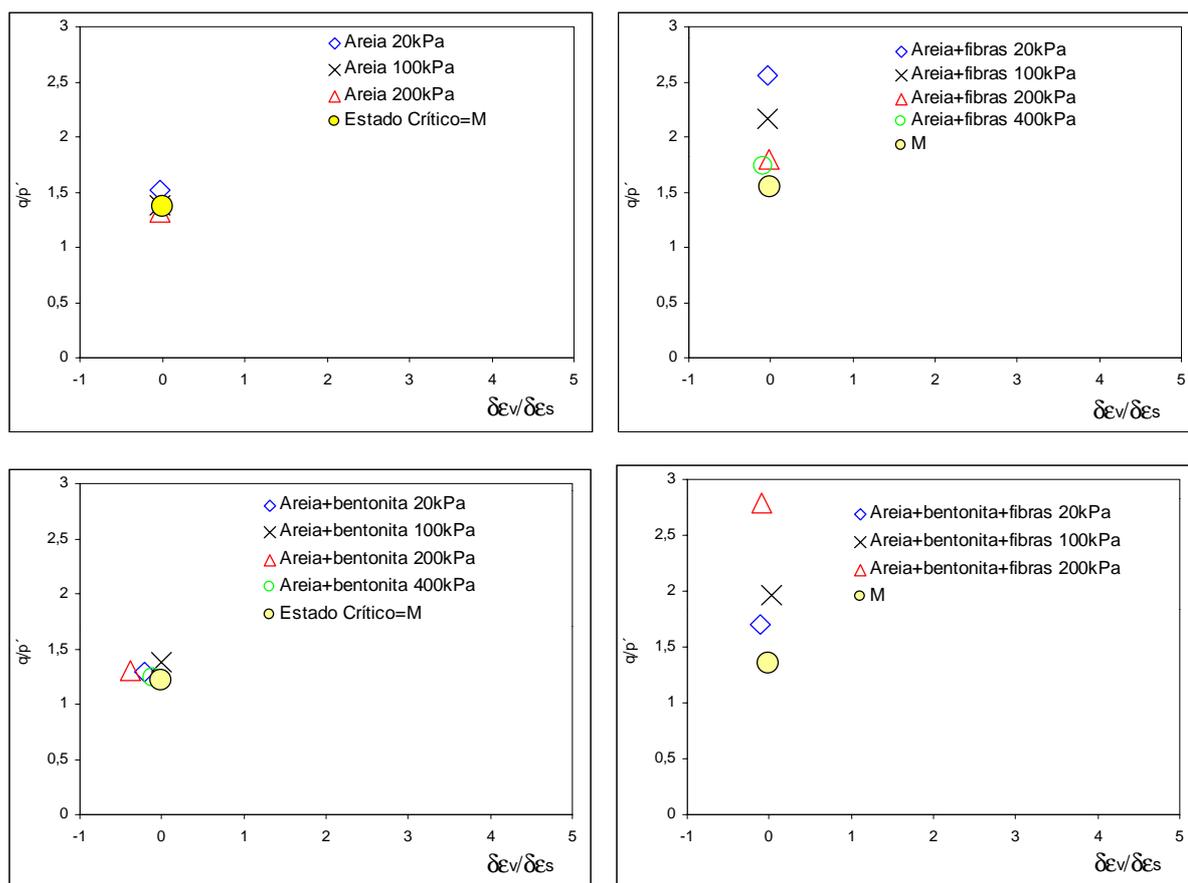


Figura 6.50– Estado crítico no espaço  $q/p'$  versus dilatância para a areia, areia com fibras 24mm, areia com 9% de bentonita e areia com bentonita e fibras

## 6.4 CAULIM

### 6.4.1 Compressão Isotrópica do Caulim

O ensaio de compressão isotrópica para o caulim foi realizado no equipamento triaxial do LMS da UFRGS, que possui capacidade de aplicação de níveis de tensão de até 700kPa. A Figura 6.53 ilustra o ensaio de compressão isotrópica realizado no caulim, que foi realizado com o objetivo de delinear as características do comportamento deste material em compressão isotrópica e

também de compará-las com as características dos outros materiais apresentados anteriormente.

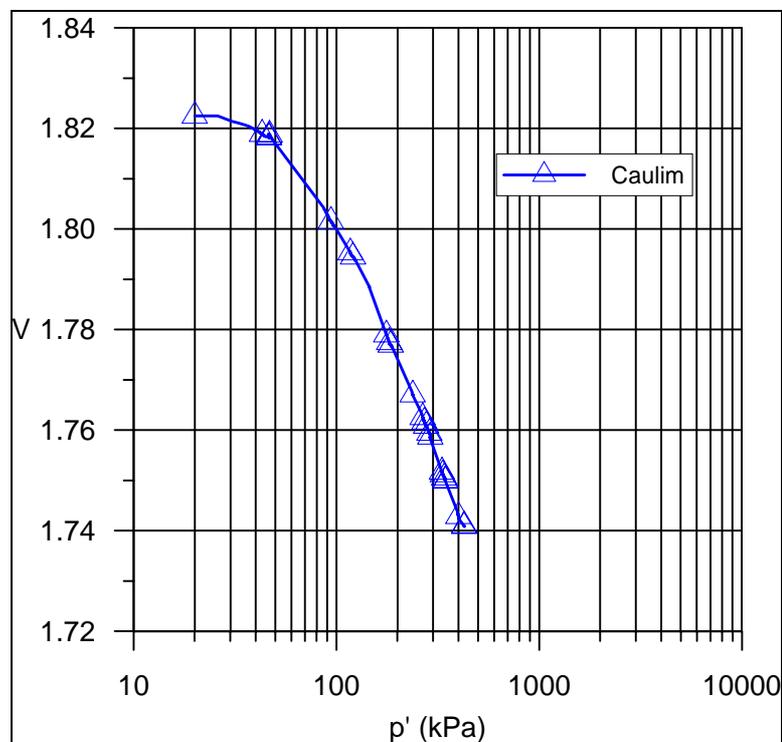


Figura 6.53 – Curvas tensão x volume específico do Caulim

Sabe-se que os resultados de compressão isotrópica na maioria das argilas pode ser idealizado por linhas retas no espaço  $v : \ln p'$  (ver Figura 2.4a), que podem ser definidas facilmente em um nível relativamente baixo de tensões.

Para o caulim estudado, observa-se que a curva tensão-volume específico do material representa o comportamento típico de argilas, onde a linha isotrópica de consolidação pode ser definida a um nível de tensões relativamente baixo, conforme foi dito anteriormente. A LIC do caulim é apresentada na Figura 6.54, e é definida pela equação  $v = 2,014 - 0,0454 \cdot \ln p'$ , onde  $N=2,014$  e  $\lambda=0,0454$ .

Atkinson (1993), relata os valores típicos do parâmetro  $N$  e  $\lambda$  para alguns solos argilosos. Em seu livro, o autor cita solos com parâmetros  $N$  variando entre 3,26 e 1,98 e  $\lambda$  entre 0,19 e 0,09. Comparando-se os parâmetros citados na literatura com os encontrados para o caulim, pode-se dizer que o valor de  $N$

encontrado encontra-se dentro dos limites de variação para os solos argilosos apresentados. O parâmetro  $\lambda$  encontrado para o caulim está um pouco abaixo dos valores típicos apresentados por Atkinson (1993), mas não representa um valor muito discrepante dos demais.

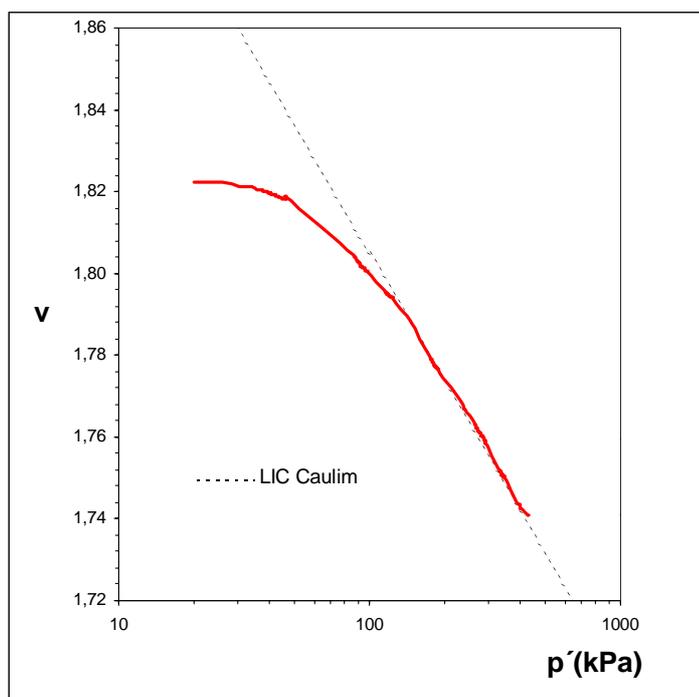


Figura 6.54 – Linha Isotrópica de Compressão do Caulim

#### 6.4.2 Comportamento tensão e variação volumétrica x distorção do Caulim

Na Figura 6.55 estão ilustradas as curvas tensão-distorção e deformação volumétrica-distorção, que foram plotadas para os ensaios do tipo CID realizados para a matriz de caulim, caulim com fibras de 24mm, caulim com 9% de bentonita e caulim com fibras 24mm e 9% de bentonita, nas tensões efetivas médias iniciais de 20, 100, 200 e 450kPa.

Em linhas gerais, o caulim apresenta uma tendência dilatante para baixas tensões confinantes e tendência de contração para tensões confinantes maiores. O

aumento da resistência com o aumento das tensões efetivas médias iniciais também é observado para todos os compostos de caulim.

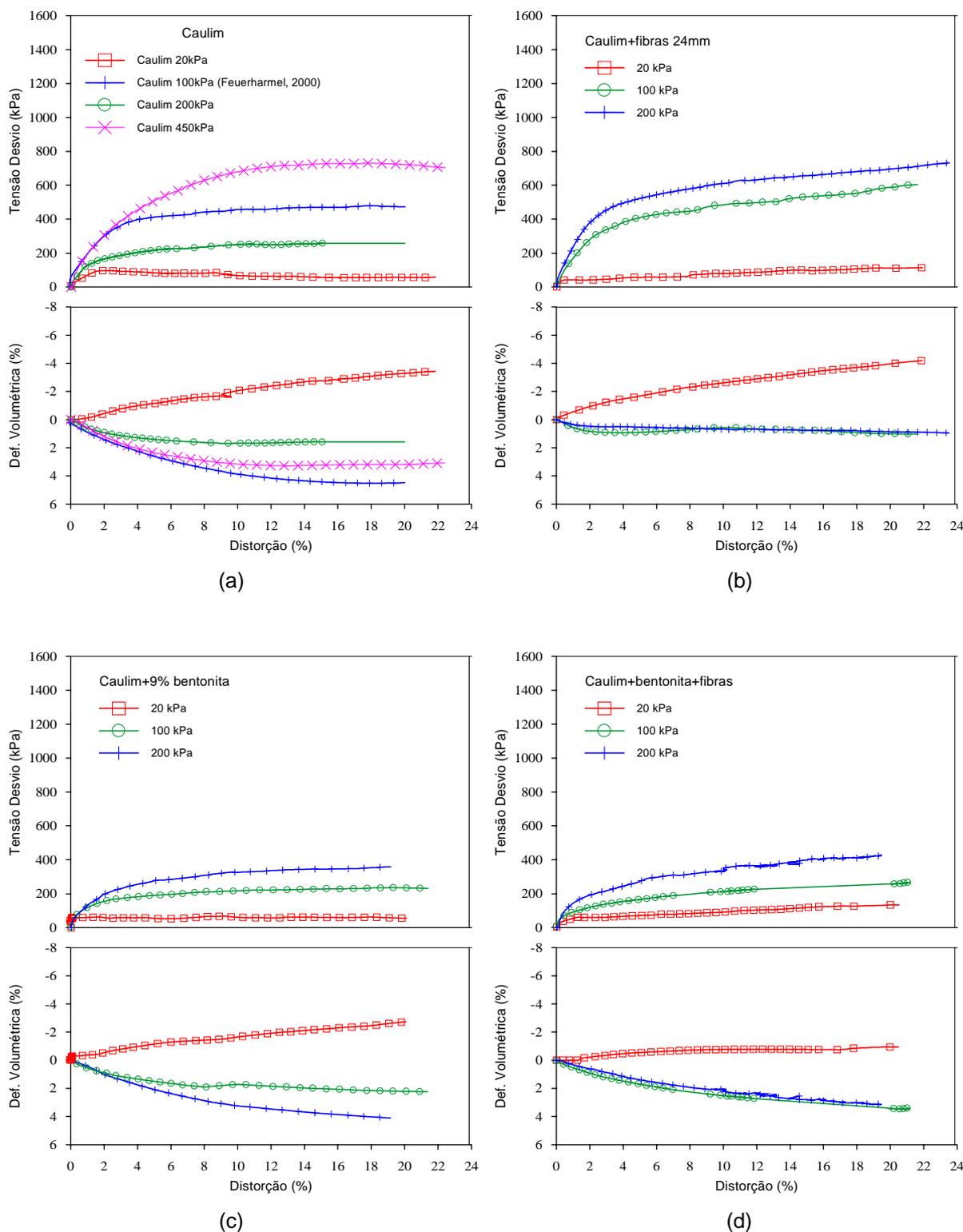


Figura 6.55 – Curvas tensão-deformação x distorção do (a) caulim, (b) caulim+fibras 24mm, (c) caulim+9% de bentonita e (d) caulim+bentonita+fibras

O comportamento do caulim reforçado com fibras caracteriza-se por um crescimento constante de resistência ao cisalhamento com o aumento das deformações distorcionais, da mesma maneira que foi observado para o SRAB e para a areia. Após um certo nível de deformações distorcionais, observa-se um paralelismo entre as curvas tensão-deformação, exceto para o ensaio com tensão efetiva média inicial de 20kPa. A partir do momento em que as fibras são mobilizadas, o crescimento da resistência é caracterizado pela existência de uma taxa de acréscimo única de resistência, para todos os compósitos com fibras. Nos ensaios apresentados, a introdução de fibras ocasionou somente uma diminuição das deformações volumétricas de compressão para o ensaio com  $p'=200\text{kPa}$ . O aumento da rigidez inicial foi verificado para os materiais compósitos de caulim, quando reforçados com fibras.

As observações que foram feitas para o SRAB com bentonita servem para os materiais compósitos de caulim com bentonita. Observando-se a Figura 6.55-c, pode-se concluir que a introdução de 9% de bentonita ocasionou uma sensível diminuição na resistência do compósito, enquanto que não foi notada nenhuma alteração significativa na sua variação volumétrica.

A introdução de fibras no compósito de caulim e bentonita, ilustrado na Figura 6.55-d, ocasionou uma mudança sensível na resistência ao cisalhamento do compósito quando comparado à matriz com bentonita. O acréscimo de resistência proporcionado pelas fibras pode ser observado somente após grandes níveis de deformação. A taxa de crescimento da resistência proporcionada pelas fibras diminuiu em relação à taxa do compósito sem bentonita.

#### **6.4.3 Envoltórias e Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento do Caulim**

Na Figura 6.56 estão ilustradas as envoltórias do caulim, caulim com fibras de 24mm, caulim com 9% de bentonita e caulim com bentonita e fibras no espaço  $s':t$ . Todas as envoltórias estão plotadas para uma  $\varepsilon_s$  de 20%. As envoltórias foram avaliadas somente com os ensaios com  $p'$  até 200kPa para que fosse possível a

comparação dos resultados entre os diferentes compósitos (matriz, matriz com fibras, matriz com bentonita e matriz com bentonita e fibras). Este critério foi adotado porque, incluindo-se o ensaio com  $p' = 450$  kPa para o caulim, foi observada uma diminuição no ângulo de atrito interno e um aumento no intercepto coesivo, indicando que provavelmente a envoltória do caulim não é absolutamente linear.

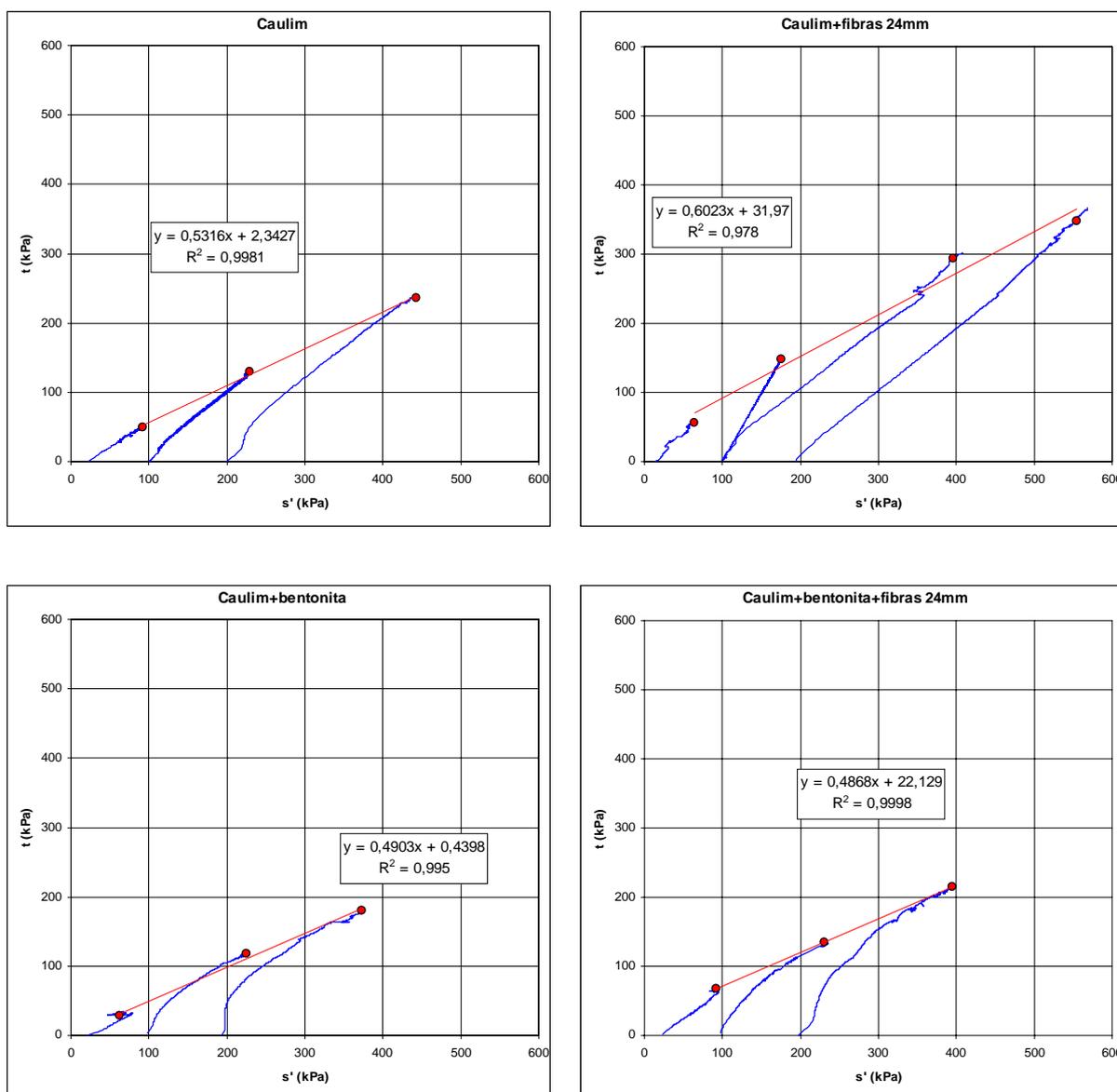


Figura 6.56 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento no espaço  $s':t$  para os materiais compósitos de caulim a 20% de deformação distorcional.

Para o nível de tensões apresentado na Figura 6.56, o caulim apresentou uma envoltória última com um intercepto coesivo de 3kPa e um ângulo de atrito interno de 32,1°, corroborando os resultados encontrados para o mesmo material por Feuerharmel (2000).

Devido ao pequeno número de ensaios realizados para o caulim com fibras, verificou-se a não existência da bi-linearidade da envoltória de resistência ao cisalhamento, nem a identificação de uma tensão crítica a partir da qual acontecem mudanças no mecanismo de mobilização de resistência. A introdução de fibras no caulim aumenta o intercepto coesivo do compósito em aproximadamente 37kPa e também o ângulo de atrito interno último em aproximadamente 5°. O aumento no intercepto coesivo e no ângulo de atrito interno com a introdução de fibras no caulim tinha sido previamente observado por Feuerharmel (2000), em ensaios realizados com a introdução de fibras de polipropileno de 12 e 36mm.

A adição de 9% de bentonita no caulim ocasionou uma diminuição no ângulo de atrito interno último da ordem de aproximadamente 3° e uma queda no intercepto coesivo para valores próximos de zero. Para o compósito com bentonita e fibras, observou-se um acréscimo no intercepto coesivo de 23kpa. O ângulo de atrito interno último do compósito de caulim e bentonita permaneceu inalterado com a introdução de fibras.

A Tabela 6.14 mostra os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais compósitos, onde pode ser observada a influência da adição de fibras e bentonita na matriz de caulim.

Tabela 6.14 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento do Caulim

Material	$c_{ult}$ (kPa)	$\phi'_{ult}$ (graus)
Caulim	3,0	32,1
Caulim+fibras 24mm	40,1	37,0
Caulim+9% bentonita	0,5	29,4
Caulim+bentonita+fibras	25,3	29,1

A Figura 6.57 ilustra as envoltórias de resistência ao cisalhamento no espaço  $p':q$  para o caulim e para o caulim com fibras 24mm a 5, 10, 15 e 20% de deformação distorcional. Confirmando os resultados observados para o SRAB e para a areia, observa-se claramente que, conforme aumentam as deformações distorcionais, a envoltória de resistência ao cisalhamento “cresce”, exibindo contornos superiores à envoltória do solo não reforçado. Neste caso, não foi observado o paralelismo das envoltórias do solo reforçado com o solo não reforçado, mas sim um crescimento não linear da resistência com o aumento das tensões efetivas médias iniciais, delimitando envoltórias de resistência curvas do solo reforçado para os níveis de tensões estudados. Apesar de não se apresentarem lineares, as envoltórias de resistência do caulim reforçado possuem a mesma tendência de crescimento com o aumento das deformações distorcionais.

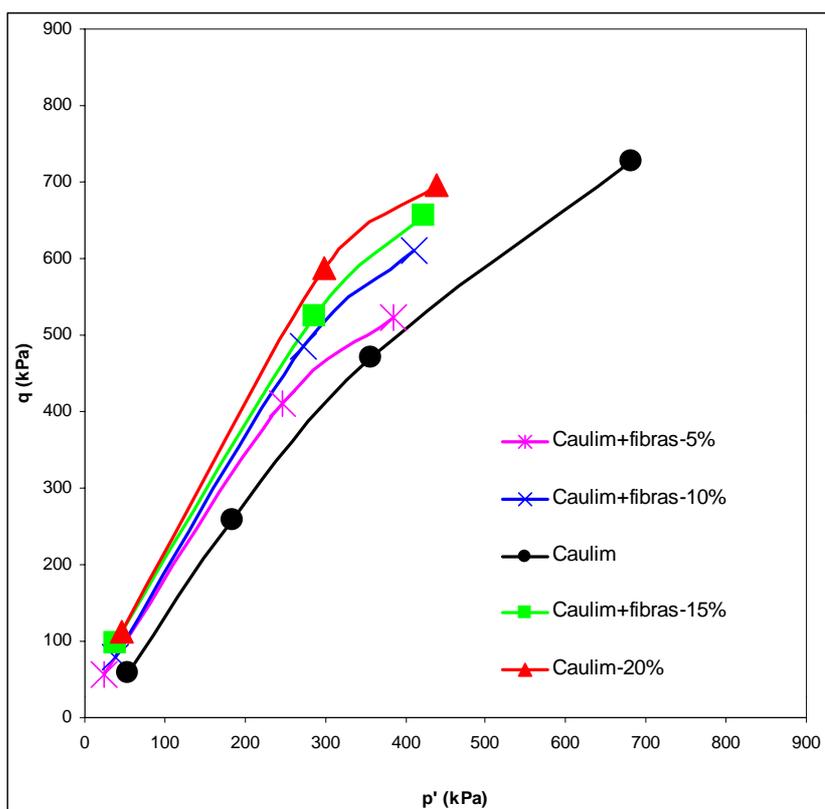


Figura 6.57 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento no espaço  $p':q$  para o caulim e caulim com fibras 24mm a 5, 10, 15 e 20% de deformação distorcional.

#### 6.4.4 Capacidade de Absorção de Energia de Deformação do Caulim

A Tabela 6.15 apresenta a variação da energia de deformação absorvida para o caulim, para o caulim com fibras 24mm, caulim com 9% de bentonita e caulim com bentonita e fibras, em função da variação da tensão efetiva média inicial dos ensaios.

Na Figura 6.58 estão ilustrados os dados de energia de deformação absorvida para os compósitos de caulim com  $p'$  até 200kPa. A contribuição média da introdução de fibras e bentonita à matriz de caulim é definida através do intercepto para  $p'=0$  nas retas que ajustam os dados apresentados. A figura mostra que, para os níveis de tensão estudados, a taxa de aumento da energia de deformação é linear e constante para os compósitos com bentonita. A energia de deformação para o caulim e caulim com fibras 24mm também cresce de maneira linear com o aumento das tensões efetivas médias iniciais, porém com diferentes taxas de crescimento.

Da mesma forma que o observado para o SRAB, para a cinza de fundo e para a areia, a energia de deformação absorvida aumenta com a inclusão de fibras na matriz de caulim. Para o caso de fibras de 24mm, a contribuição média é de aproximadamente 11 kJ/m<sup>3</sup> na tenacidade do compósito, comparando-se com a matriz não reforçada. Observa-se, também, que a taxa de crescimento da tenacidade com as tensões efetivas médias iniciais é mais pronunciada nos compósitos com fibras. Esta característica ainda não tinha sido observada para as outras matrizes, que apresentaram a mesma taxa de crescimento da tenacidade para todos os compósitos.

Pode-se dizer que a adição de bentonita diminui somente a taxa de crescimento da tenacidade do compósito, uma vez que para os ensaios com  $p'=20$ kPa os valores de energia de deformação apresentam-se análogos para o caulim e para o caulim com bentonita.

Tabela 6.15 – Variação da energia de deformação com as tensões efetivas médias iniciais.

$p'$	Caulim	Caulim+fibras		Caulim+bentonita		Caulim+bentonita+fibras	
	$E_{def20\%}$ (kJ/m <sup>3</sup> )	$E_{def20\%}$ (kJ/m <sup>3</sup> )	Variação (%)*	$E_{def20\%}$ (kJ/m <sup>3</sup> )	Variação (%)*	$E_{def20\%}$ (kJ/m <sup>3</sup> )	Variação (%)*
20	13,27	14,81	<b>12</b>	12,83	-3	18,83	<b>42</b>
100	46,26	90,25	<b>95</b>	41,65	-10	41,56	-10
200	87,82	114,11	<b>30</b>	61,26	-30	67,53	-23
450							
Contribuição média das fibras no caulim		$11\text{kJ/m}^3$		Contribuição média das fibras no caulim+bentonita		$4\text{kJ/m}^3$	

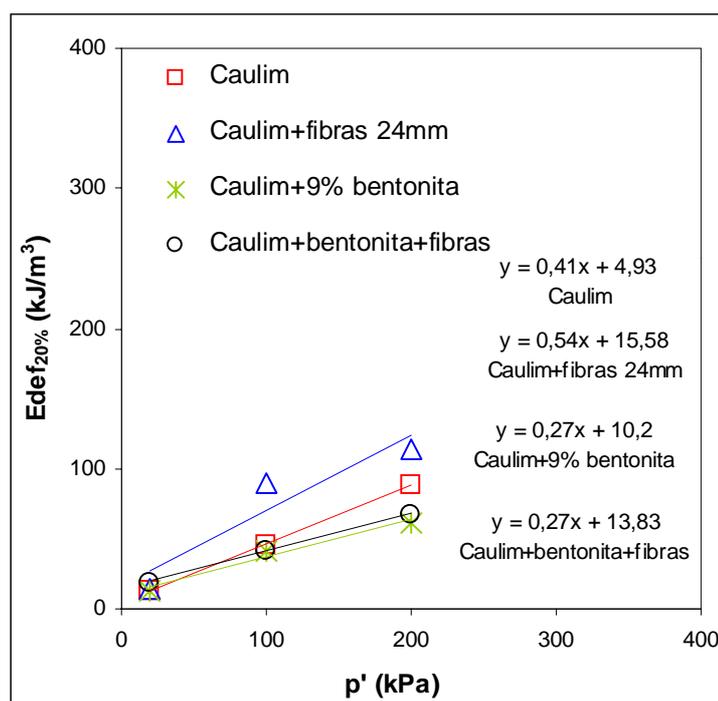
\* Variação da  $E_{def}$  em relação ao SRAB

Figura 6.58 – Energia de deformação absorvida para 20% de deformação distorcional, com a variação da tensão efetiva média inicial, para os compósitos com caulim

A adição de fibras no compósito de caulim e bentonita ocasionou um aumento de  $4\text{kJ/m}^3$  na tenacidade média do compósito, enquanto que a taxa de crescimento da tenacidade permaneceu inalterada.

Para todas as matrizes até agora estudadas observou-se que a introdução de fibras causa uma influência muito maior na tenacidade a baixas tensões efetivas médias iniciais. O mesmo foi observado para os compósitos com caulim, onde foi notada a diminuição progressiva da energia de deformação do compósito com o aumento das tensões efetivas médias iniciais. A única exceção foi o ensaio de caulim com fibras com  $p'=20\text{kPa}$ , onde o valor da tenacidade verificado foi muito baixo. Provavelmente, trata-se de um resultado errôneo, previamente observado nas curvas tensão-deformação.

### 6.4.5 Comportamento do Caulim à luz da TEC

#### 6.4.5.1 Definição da LEC do Caulim

A Figura 6.59 mostra a LEC proposta para o caulim e para o caulim com fibras de 24mm no espaço  $v : \ln p'$ . Para o caulim reforçado com fibras, o termo estado constante de deformações também foi adotado para designar o estado último do material, onde somente as deformações volumétricas apresentavam-se constantes. Como neste caso a LEC e a LECD são coincidentes, ambos os casos serão referidos como LEC.

Para estes materiais foi identificada uma LEC paralela à LIC, descrita pela equação  $v = \Gamma - \lambda \ln p'$ , onde  $\Gamma=1,955$  e  $\lambda=0,0454$ , que corresponde a uma envoltória linear no espaço  $q:p'$  dada por  $q=Mp'$ , para o nível de tensões estudado. Através destas relações, podem ser feitas estimativas da poro-pressão última em testes não drenados e do volume específico último em testes drenados, uma vez que sejam conhecidas as condições iniciais da amostra.

A LEC para os compósitos com bentonita não foi apresentada em função de que os resultados encontrados apontaram para a existência de uma LEC localizada acima da LIC apresentada na Figura 6.59, indicando que provavelmente a introdução de bentonita muda a localização da LIC e da LEC quando adicionada ao caulim.

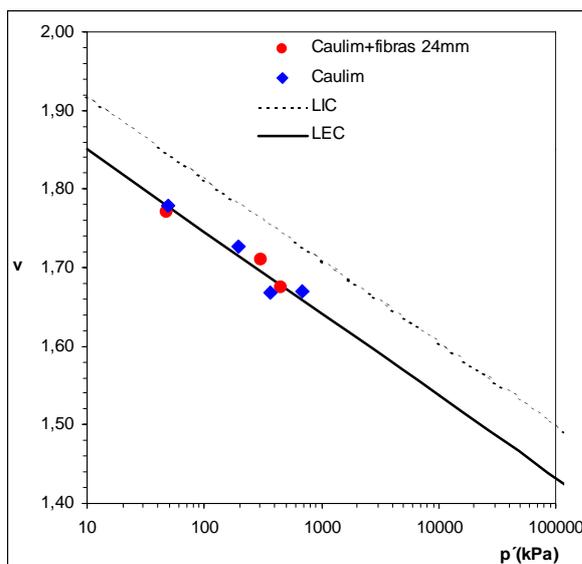


Figura 6.59– Estado crítico para o caulim e caulim com fibras 24mm

Na Tabela 6.16 estão resumidos os parâmetros obtidos para a LEC do caulim e do caulim com fibras.

Tabela 6.16 – Parâmetros obtidos para a LEC do caulim

Material	$\Gamma$	$\lambda$	$\phi$	M
Caulim	1,955	0,0454	32,1	1,292
Caulim com fibras 24mm	1,955	0,0454	37,0	1,506

#### 6.4.5.2 Normalização do Caulim

A Figura 6.60 apresenta os dados dos ensaios drenados e não drenados no caulim e caulim com fibras 24mm, que foram normalizados com respeito à pressão equivalente  $p'_e$  (ver Figura 2.6) com o objetivo de adimensionalizar  $q'$  e  $p'$ , bem como de avaliar os efeitos causados pela presença de fibras no comportamento do caulim.

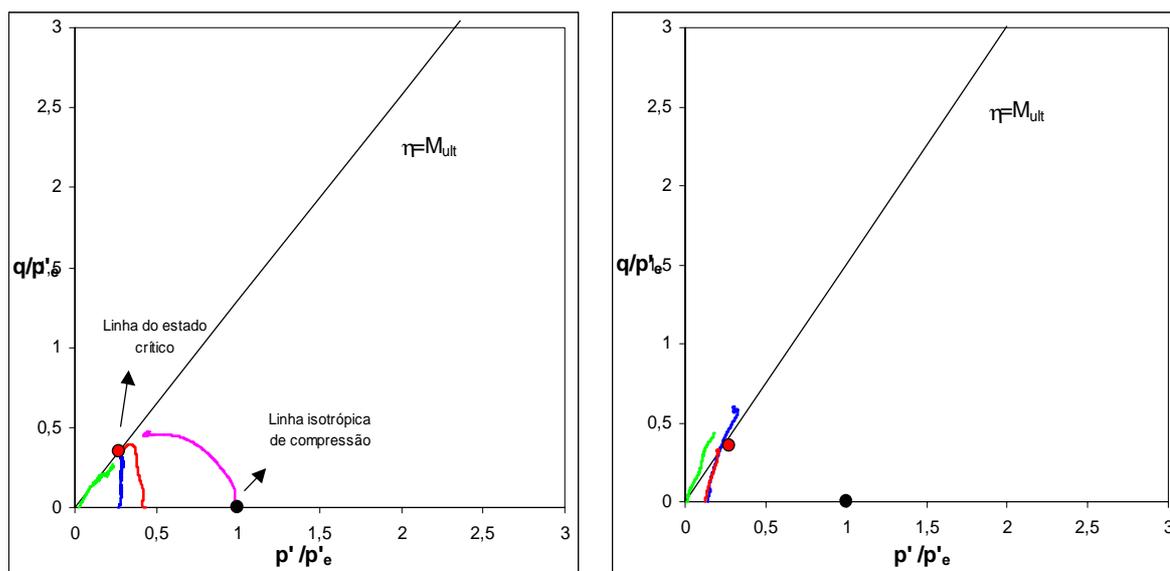


Figura 6.60 - Superfície limite de estado no plano normalizado  $q'/p'_e : p'/p'_e$  para o caulim e caulim com fibras 24mm

A normalização do caulim com respeito à LIC apresentada na Figura 6.60 mostra a definição da superfície de Hvorslev e também a superfície de Roscoe, que liga os pontos representados pela LIC e pela LEC.

O principal efeito causado pela adição de fibras que pode ser notado no plano normalizado é que as amostras reforçadas alcançam estados muito além da superfície limite de estado definida para o solo sem reforço, definida pelos valores de razão de tensão  $\eta = M_{ult}$ . Esta análise também mostra claramente que as fibras funcionam com maior eficácia a baixas tensões confinantes, corroborando o que foi previamente observado na análise da tenacidade dos compósitos. Esta afirmação confirma o que já foi previamente observado para todas as outras matrizes, uma vez que esta característica foi verificada para todos os compósitos estudados neste trabalho.

Da mesma maneira que o realizado para as outras matrizes, a normalização do solo reforçado foi feita somente com o intuito de comparar as características proporcionadas pelas fibras com as do solo sem reforço, uma vez que esperava-se que o solo reforçado fosse não "normalizável".

### 6.4.5.3 Razão de Tensões x Dilatância do Caulim

A Figura 6.61 apresenta a razão de tensões  $q/p'$  em função da dilatância do caulim, caulim com fibras 24mm, caulim com 9% de bentonita e caulim com bentonita e fibras. A Figura 6.62 apresenta os mesmos ensaios apresentados na Figura 6.61, mas somente os pontos finais destes, quando as amostras já teriam atingido o estado crítico.

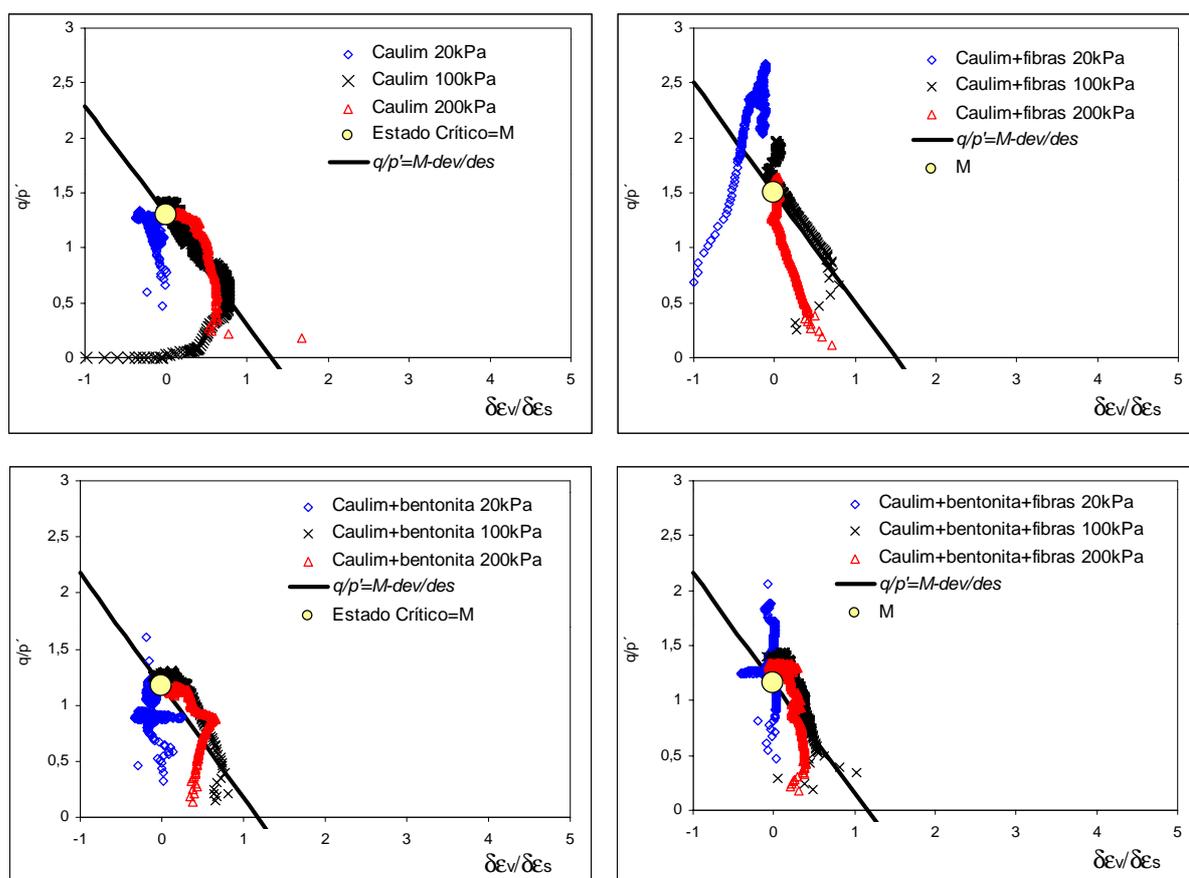


Figura 6.61 – Razão de tensões  $q/p'$  versus dilatância para o caulim, caulim com fibras 24mm, caulim com 9% de bentonita e caulim com bentonita e fibras

A análise das Figuras 6.59 e 6.60, mostra que, para o caulim e seus compósitos, a introdução de fibras aumenta a razão de tensões  $q/p'$ , mostrando que a introdução de fibras realmente representa um aumento efetivo da resistência dos compósitos reforçados. Esta característica foi observada para todos os materiais compósitos estudados.

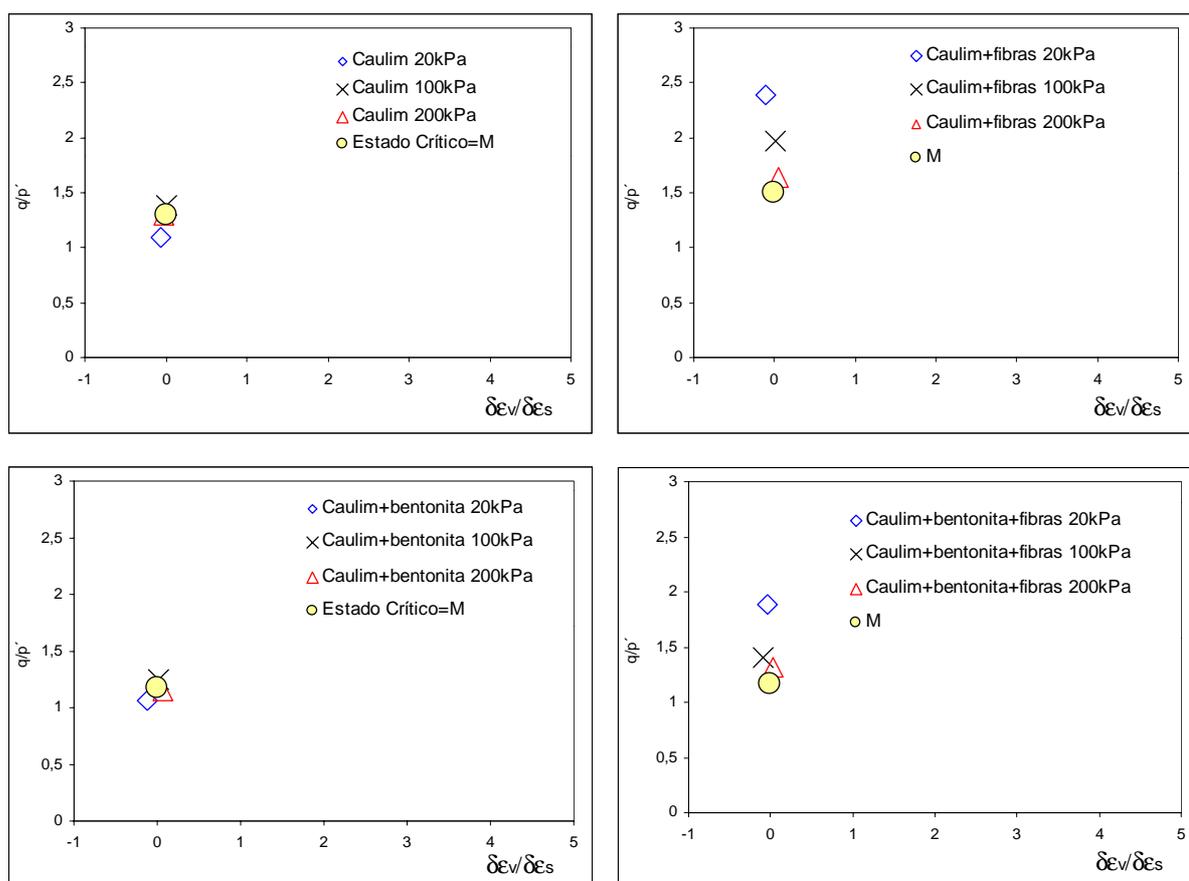


Figura 6.62– Estado crítico no espaço  $q/p'$  versus dilatância para o caulim, caulim com fibras 24mm, caulim com 9% de bentonita e caulim com bentonita e fibras

A figura 6.60 mostra que as amostras, quando reforçadas com fibras, atingem o estado crítico ( $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s=0$ ) para uma razão de tensões  $q/p'$  muito superior ao solo não reforçado, principalmente para tensões efetivas médias iniciais mais baixas. Assim como foi previamente verificado para o SRAB e para a cinza de fundo e para a areia, estes resultados confirmam o que foi verificado para a energia de deformação, comprovando o fato de que o mecanismo de mobilização de resistência das fibras é mais efetivo para tensões efetivas médias iniciais mais baixas. O mesmo pode ser observado para as misturas com bentonita.

A inclinação da envoltória do estado crítico  $M$  relaciona razoavelmente bem a razão de tensões e dilatância para o caulim e seus compostos para o nível de

tensões estudado, mostrando que o comportamento deste material no espaço  $q/p':\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$  pode ser descrito pela teoria do estado crítico.

## 6.5 RESUMO DO CONHECIMENTO ADQUIRIDO

Ao final desta etapa do programa experimental, baseando-se na análise dos resultados obtidos, é interessante que sejam discutidas as hipóteses apresentadas no Capítulo 3, que buscavam definir o padrão de comportamento mecânico dos materiais estudados. A seguir, todas as hipóteses que foram formuladas são comentadas. Também são apresentadas as conclusões obtidas a partir do programa experimental proposto. É interessante ressaltar que as conclusões que aqui estão sumarizadas são válidas somente para 0,5% de fibras de polipropileno, para 6, 12 e 24mm de comprimento e para os níveis de tensões estudados.

1. *“A adição de bentonita diminui os parâmetros de resistência ao cisalhamento ( $c$ ,  $\phi$ ) do compósito”*

Esta hipótese não é totalmente verdadeira uma vez que o aumento ou a diminuição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dependem da matriz de solo à qual a bentonita é adicionada. Para a matriz de caulim, a adição de bentonita reduz em pequena escala os parâmetros de resistência do compósito. Para o SRAB, o intercepto coesivo diminui e o ângulo de atrito interno permanece praticamente o mesmo. Na areia, o intercepto coesivo aumenta sensivelmente e o ângulo de atrito interno diminui. Portanto, para solos com granulometria mais grosseira, como areias, a bentonita age aumentando o intercepto coesivo e para solos mais finos, diminuindo-o. Em todas as matrizes de solo foi observada a redução do ângulo de atrito interno com a adição de bentonita, com exceção da cinza de fundo.

O único material que apresenta um comportamento atípico é a cinza de fundo. Nesta matriz, que possui granulometria semelhante ao SRAB, porém com grãos frágeis e quebradiços, a adição de bentonita diminuiu o intercepto coesivo e aumentou o ângulo de atrito interno do compósito.

2. *“A adição de bentonita não modifica as características de deformabilidade do compósito”*

A hipótese é verdadeira somente para as matrizes de SRAB e caulim. Para as matrizes de areia e cinza foi observado um pequeno aumento nas deformações volumétricas de contração dos compósitos com a adição de bentonita.

3. *“A adição de fibras aumenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento ( $c$ ,  $\phi$ ) do compósito”*

A hipótese número três pode ser considerada totalmente verdadeira para a areia e para o caulim, onde a adição de fibras ocasiona um aumento do intercepto coesivo e do ângulo de atrito interno. Para a cinza de fundo e para o SRAB testado em um nível de tensões acima da tensão confinante crítica, observou-se somente o aumento do intercepto coesivo, enquanto que o ângulo de atrito interno permaneceu praticamente inalterado. A diminuição do intercepto coesivo com a introdução de fibras foi observada somente para o SRAB testado abaixo da tensão confinante crítica, onde o mecanismo de mobilização de resistência é caracterizado pelo deslizamento entre o solo e a fibra. Neste caso, a fibra contribuiu somente para o aumento do ângulo de atrito interno do compósito.

4. *“A adição de fibras aumenta a resistência pós pico dos compósitos”*

Esta hipótese é verdadeira, pois foi observada para todos os materiais estudados.

5. *“A adição de fibras aumenta as deformações volumétricas de contração dos compósitos”*

A hipótese número cinco foi verificada como sendo verdadeira para o SRAB e para a cinza de fundo. Também é válida para a areia, nas tensões efetivas médias iniciais estudadas mais altas. Para o caulim, a adição de fibras não alterou as características de contração/expansão do compósito nas tensões efetivas médias iniciais mais baixas, apresentando somente a diminuição da contração para o ensaio com  $p'=200\text{kPa}$ . Portanto, em linhas gerais, foi verificado que a adição de fibras aumenta as deformações volumétricas de contração dos compósitos, corroborando os resultados apresentados na literatura por Bueno *et al* (1996) e Staufer e Holtz (1996).

6. *“O aumento da tensão confinante torna mais efetiva a contribuição das fibras na resistência mecânica dos compósitos”*

Esta hipótese foi provada como sendo falsa, baseando-se nas análises de energia de deformação absorvida e razão de tensões x dilatância dos compósitos. Na realidade, o contrário é verdadeiro: o mecanismo de mobilização da resistência mecânica das fibras é mais efetivo para as tensões efetivas médias iniciais mais baixas.

7. *“O aumento do comprimento da fibra torna mais efetiva a contribuição das fibras na resistência mecânica dos compósitos”*

É verdadeira. Para um mesmo diâmetro, quanto maior o comprimento da fibra, maior será a sua contribuição na resistência, para comprimentos de fibra de até 24mm. Esta afirmação confirma o que foi postulado por Taylor (1994):

Quanto maior a relação  $l/d$ , maior a contribuição da fibra na resistência do compósito.

8. *“É possível identificar uma Linha Isotrópica de Compressão para os materiais compósitos”*

Esta hipótese foi comprovada para todos os materiais estudados, mas não é única para o SRAB, que possui uma “família” de LICs, dependentes do estado inicial da amostra.

9. *“É possível identificar uma Linha de Estado Crítico para os materiais compósitos”*

Foi identificada a Linha de Estado Crítico para todos as matrizes e compósitos com fibras, com exceção da areia, onde seria necessária a realização de um número maior de testes com tensões efetivas médias iniciais mais altas para possibilitar a sua identificação.

10. *“A contribuição das fibras na resistência mecânica pode ser observada até altos níveis de deslocamentos horizontais”.*

Esta hipótese foi comprovada através da realização dos ensaios de *ring shear*, onde foi mostrado que a resistência mecânica do solo reforçado é bem superior à do solo sem reforço, mesmo após altos níveis de deslocamentos horizontais.

A tentativa de buscar materiais que pudessem conciliar parâmetros aceitáveis de resistência mecânica, deformabilidade e condutividade hidráulica baixa o suficiente para serem utilizados como barreiras hidráulicas foi o principal objetivo desta pesquisa.

Verificou-se, com base nos resultados obtidos neste programa experimental, que a adição de 0,5% de fibras de polipropileno aumenta os parâmetros de resistência dos compósitos e, em pequena escala, aumenta também as deformações volumétricas de contração dos compósitos.

Uma das contribuições mais importantes que a realização de ensaios de resistência nos trouxe foi o conhecimento de que as fibras agem mais efetivamente em tensões efetivas médias iniciais mais baixas, mostrando que o seu uso tem indicação principalmente para *liners* de cobertura. As fibras também fazem com que os materiais apresentem um comportamento onde a parcela coesiva desempenha um papel preponderante em relação à parcela friccional dos compósitos. Portanto, uma vez que tenhamos um material com condutividade hidráulica baixa o suficiente, poderemos melhorar as suas características de resistência através da adição de fibras, obtendo, assim, um material com ótimas características para ser utilizado em barreiras hidráulicas.

Sabendo-se que a adição de fibras não influencia a condutividade hidráulica dos materiais, pode-se dizer que existe uma grande gama de materiais cujas características de comportamento mecânico e hidráulico tem indicação para ser utilizado como *liners* de cobertura: *liners* de areia com bentonita e fibras; *liners* de SRAB com fibras e *liners* de caulim com fibras, sendo que o último pode ser utilizado também para resíduos perigosos ou em *liners* de fundo.

Os mesmos materiais citados anteriormente, porém sem a adição de fibras, também podem ser utilizados em *liners* de cobertura (areia com bentonita e SRAB) e *liners* de fundo (caulim), com a restrição de não apresentarem a principal característica de resistência proporcionada pelas fibras: a manutenção da resistência mecânica até altos níveis de deformação.

## **CAPÍTULO 7**

### **CONSIDERAÇÕES FINAIS**

#### **7.1 CONCLUSÕES**

Baseando-se nos resultados e na análise apresentada no capítulo anterior, foi possível chegar às seguintes conclusões, que estão subdivididas conforme o enfoque dado no programa experimental:

##### **7.1.1 Características de Compactação dos Materiais**

- A inclusão de fibras não causou alterações significativas nos picos de densidade máxima e teor de umidade ótima, em todas as matrizes estudadas.
- A adição de bentonita reduziu o pico de densidade máxima do SRAB, da areia e do caulim. O teor de umidade ótima foi modificado pela adição de bentonita somente na matriz de caulim, que passou de 25 para 33,5%.
- Para o caso da cinza de fundo, que apresenta um teor de umidade ótimo muito alto e um pico de densidade máxima pouco pronunciado, a adição de bentonita não provocou mudanças aparentes nos parâmetros de compactação.

### 7.1.2 Comportamento Hidráulico dos Materiais

- A variação do gradiente hidráulico (5 a 20) não exerceu uma influência significativa nos valores de coeficiente de condutividade hidráulica para as misturas de cinza de fundo com 3 e 6% de bentonita. Da mesma forma, a variação dos parâmetros de compactação não modificaram os resultados de condutividade hidráulica para as misturas contendo cinzas de fundo.
- A adição de bentonita mostrou-se efetiva na diminuição da condutividade hidráulica para as matrizes de SRAB e areia. Por outro lado, a bentonita não causou a diminuição da condutividade hidráulica do caulim, que é um material que possui uma condutividade hidráulica baixa, sendo que a adição de mais argila não modificou os valores avaliados durante os ensaios.
- A adição de bentonita não se mostrou efetiva na redução da condutividade hidráulica das misturas contendo cinza de fundo, uma que vez a mesma foi reduzida em somente uma ordem de magnitude (de  $1,78 \times 10^{-6}$  m/s para  $1,39 \times 10^{-7}$  m/s) utilizando-se teores muito altos de bentonita (18%). A maior diminuição na permeabilidade foi observada nas misturas cuja matriz era constituída de areia, mostrando que o principal fator que governa a condutividade hidráulica das misturas é a morfologia dos grãos constituintes da matriz. Neste caso a adição de 18% de bentonita reduziu a condutividade hidráulica de  $3,17 \times 10^{-5}$  m/s para  $5,15 \times 10^{-10}$  m/s.
- Para todas as matrizes estudadas, a adição de 0,5% de fibras de polipropileno de 24mm não causou mudanças significativas na condutividade hidráulica avaliada.
- A variação das tensões efetivas médias iniciais entre 20 e 200kPa não ocasionou qualquer influência nos resultados de condutividade hidráulica, para todos os materiais estudados.
- A avaliação da condutividade hidráulica dos materiais compósitos contendo cinza de fundo durante os ensaios triaxiais mostrou que, para os níveis de tensões estudados (50, 100 e 150kPa), a condutividade hidráulica das misturas

permanece inalterada ou tende a diminuir conforme progredem as deformações axiais durante o cisalhamento, principalmente para os compósitos com bentonita.

- A análise fotomicrográfica da cinza de fundo mostrou que este material caracteriza-se por apresentar partículas com uma grande variação de tamanho e forma, onde predominam formas angulosas a sub-angulosas. São partículas porosas, frágeis, com contornos extremamente irregulares e que tendem a apresentar contatos do tipo pontual entre as mesmas, características tais que seriam responsáveis pela alta condutividade hidráulica do material.
- A análise geral dos resultados de condutividade hidráulica obtidos durante a realização do programa experimental indicou a existência de uma variada gama de materiais compósitos que podem ser utilizados como *liners* de cobertura: *liners* de areia com bentonita e areia com bentonita e fibras; *liners* de SRAB e SRAB com fibras e *liners* de caulim e caulim com fibras, sendo que o último pode ser utilizado também para resíduos perigosos ou em *liners* de fundo.

### 7.1.3 Comportamento Mecânico dos Materiais

#### 7.1.3.1 Compressão Isotrópica

- Os ensaios de compressão isotrópica realizados no SRAB mostraram que as curvas de compressão não convergem a uma única LIC no intervalo de tensões estudado ( $p' \leq 4,5\text{MPa}$ ). Isto é consistente com resultados anteriores de compressibilidade do solo SRAB apresentado por Martins (2001).
- A declividade das curvas de compressão do SRAB é idêntica, e depende diretamente do índice de vazios inicial da amostra. Portanto, pode-se dizer que o SRAB apresenta uma família de curvas de compressão, discordando do que é postulado pela Teoria do Estado Crítico, onde uma única curva representa o comportamento do material em compressão. Dessa forma, a família de curvas de compressão do SRAB não pode ser associada ao conceito de LIC.

- A introdução de fibras parece não afetar o comportamento em compressão do SRAB, uma vez que as mesmas não influenciam na declividade da curva de compressão. O material reforçado comporta-se da mesma maneira que o sem reforço, onde a curva de compressão depende do índice de vazios inicial da amostra.
- O comportamento não usual do SRAB em compressão pode estar associado não somente à sua granulometria, mas principalmente à plasticidade dos finos presentes neste solo.
- A cinza de fundo apresentou curvas de compressão que convergiram a uma única LIC, mas somente após a aplicação de altos níveis de tensão, da mesma forma que o comportamento clássico descrito para areias. Para este material, a introdução de fibras não causou qualquer influência no seu comportamento em compressão.
- Os ensaios de compressão isotrópica realizados na areia indicaram a existência de uma LIC diferente da LIC definida para a areia reforçada com fibras. Entretanto, para que fosse possível concluir sobre a influência das fibras no comportamento compressivo da areia, seria necessária a realização de novos ensaios em amostras com diferentes estados iniciais.
- A LIC do caulim foi definida em um nível relativamente baixo de tensões, caracterizando um comportamento típico de argilas.

#### 7.1.3.2 Comportamento tensão e variação volumétrica x distorção

##### a) Matrizes

- A matriz de SRAB caracteriza-se por apresentar uma resistência ao cisalhamento constante com o aumento das deformações distorcionais, após uma certa taxa de deformação (aproximadamente 2% até 500kPa). Apresenta uma pequena tendência dilatante para baixas tensões confinantes e tendência de contração para tensões confinantes mais altas, assim como também foi observado o aumento da resistência com o aumento das tensões efetivas médias iniciais.

- A cinza de fundo caracteriza-se pela formação de picos de resistência ao cisalhamento a baixas tensões efetivas médias iniciais (até  $p'=200\text{kPa}$ ), associada com um comportamento expansivo. Conforme aumenta o nível de tensões, o pico de resistência desaparece e o material passa a apresentar uma tendência a contração.
- A areia estudada apresentou um comportamento expansivo e a formação de picos de resistência ao cisalhamento, semelhante ao descrito na literatura para areias médias a densas.
- O caulim apresenta um comportamento dilatante para tensões efetivas médias iniciais baixas e de contração para as tensões efetivas médias iniciais mais altas, com a formação de um pico de resistência somente para a tensão efetiva média inicial de  $20\text{kPa}$ . O aumento da resistência com o aumento das tensões efetivas médias iniciais também foi observado para este material.

#### b) Fibras

- As fibras passam a contribuir de forma mais significativa para o acréscimo de resistência ao cisalhamento do material após uma certa taxa de deformação distorcional, que depende do tipo de matriz.
- Observa-se, para grandes deformações, um paralelismo entre as curvas tensão-deformação para as misturas com  $0,5\%$  de fibras de  $24\text{mm}$  de comprimento, para todas as tensões confinantes estudadas. Foi observada também a existência de uma taxa única e linear de acréscimo de resistência ao cisalhamento em relação à deformação distorcional, a partir do momento em que as fibras são mobilizadas. Esta conclusão é válida para todas as matrizes, com exceção da cinza de fundo.
- Para a cinza de fundo, o reforço fibroso age, a baixas tensões efetivas médias iniciais, no sentido de impedir a queda de resistência ao cisalhamento pós pico. Para tensões efetivas médias iniciais mais altas, onde não há mais a formação de picos de resistência, a fibra funciona da mesma maneira que para as outras matrizes, aumentando a resistência do compósito.

- O comportamento resistente do solo reforçado pode ser dividido em três etapas, segundo o nível de deformações: uma etapa inicial, onde o comportamento é controlado basicamente pela matriz de solo, uma etapa intermediária, na qual o comportamento do material compósito é comandado conjuntamente pela matriz e pelas fibras, e uma etapa final, onde o comportamento do material é comandado essencialmente pelas fibras.
- O aumento do comprimento da fibra torna mais efetiva a contribuição das mesmas na resistência mecânica dos compósitos.
- Para as fibras mais curtas (6mm), nota-se a existência de uma influência explícita das tensões efetivas médias iniciais. Quanto maior a tensão efetiva média inicial, maior é a taxa de crescimento de resistência proporcionada pela fibra.
- A taxa de aumento de resistência ao cisalhamento dada pelas fibras praticamente independe do comprimento da fibra para altas tensões efetivas médias iniciais. De forma antagônica, a taxa de aumento de resistência depende do comprimento das fibras para tensões efetivas médias iniciais baixas.
- As fibras não funcionam com a mesma eficácia para tensões efetivas médias iniciais altas ( $p'=4,5\text{MPa}$ ), onde foi observada somente uma pequena contribuição na resistência ao cisalhamento, após 10% de deformação distorcional.
- Em linhas gerais a adição de fibras aumentou as deformações volumétricas de contração dos compósitos.
- O mecanismo de mobilização da resistência mecânica das fibras é mais efetivo para as tensões efetivas médias iniciais mais baixas.
- A contribuição das fibras na resistência mecânica pode ser observada até altíssimos níveis de deformações.

### c) Bentonita

- A adição de 9% de bentonita causou, em todas as matrizes estudadas, uma pequena diminuição na resistência ao cisalhamento do compósito. Nas matrizes

de areia e cinza de fundo, a adição de bentonita não causou nenhuma alteração nas características de contração/dilatância do compósito, enquanto que para o SRAB e o caulim houve um pequeno aumento nas deformações volumétricas de contração.

#### 7.1.3.3 Parâmetros de resistência ao cisalhamento

- A adição de fibras aumentou os parâmetros de resistência ( $c$ ,  $\phi$ ) dos compósitos de areia e caulim.
- A cinza de fundo e o SRAB testado em um nível de tensões acima da tensão confinante crítica apresentaram somente um aumento do intercepto coesivo, enquanto que o ângulo de atrito interno permaneceu praticamente inalterado.
- A diminuição do intercepto coesivo com a introdução de fibras foi observada somente para o SRAB testado abaixo da tensão confinante crítica, onde o mecanismo de mobilização de resistência é caracterizado pelo deslizamento entre o solo e a fibra. Neste caso, a fibra contribuiu somente para o aumento do ângulo de atrito interno do compósito.

#### 7.1.3.4 Capacidade de Absorção de Energia de Deformação

- A adição de fibras causou um aumento na capacidade de absorção de energia de deformação (tenacidade) em todas as matrizes estudadas, sendo que este aumento foi muito mais pronunciado para as tensões efetivas médias iniciais mais baixas.
- A adição de bentonita diminuiu a tenacidade dos compósitos, porém em menor escala que o aumento proporcionado pelas fibras. A adição de bentonita e fibras aumentou a tenacidade dos compósitos, mostrando que o aumento da tenacidade proporcionado pelas fibras sobrepôs-se à diminuição proporcionada pela bentonita.
- Foi observada em caráter unânime para os compósitos estudados uma diminuição progressiva da energia de deformação dos compósitos com o

aumento das tensões efetivas médias iniciais, ou seja, as fibras têm um desempenho muito melhor na tenacidade dos compósitos quando solicitadas a baixas tensões efetivas médias iniciais.

#### 7.1.3.5 Rigidez

- Os ensaios com *bender elements* realizados no SRAB, na cinza de fundo e na areia permitiram verificar que a introdução de fibras não causou nenhuma mudança da curva de variação do módulo de deformabilidade inicial  $G_0$  com o aumento das tensões efetivas médias iniciais. Portanto, a introdução de fibras não influencia a rigidez inicial dos compósitos.

#### 7.1.3.6 Comportamento dos materiais à luz da Teoria do Estado Crítico.

- A tentativa de normalização feita para o SRAB e para a cinza de fundo mostrou que estes materiais se comportam de maneira não convencional e que o seu comportamento não pode ser descrito pela Teoria do Estado crítico no plano normalizado  $q/p'_e : p'/p'_e$ . Isto mostrou-se consistente com as implicações de alguns resultados anteriores de compressibilidade do solo SRAB apresentado por Martins (2001).
- Somente uma parte da superfície de Hvorslev pôde ser definida para a areia, que necessita de ensaios com tensões confinantes mais altas para que toda a superfície limite de estado possa ser identificada no plano normalizado.
- A superfície limite de estado completa foi identificada para o caulim, que apresentou um comportamento típico de argilas descrito na literatura.
- O principal efeito causado pela adição de fibras que pode ser notado no plano normalizado são os estados alcançados pelas amostras reforçadas. Estas amostras atingem estados muito além da superfície limite de estado definida para o solo sem reforço, mostrando que as fibras realmente colaboram para o aumento da resistência dos compósitos.

- Foi observado, na análise da razão de tensões x dilatância, que as fibras funcionam com maior eficácia a baixas tensões confinantes, corroborando o que foi concluído anteriormente para a tenacidade dos compósitos. Verificou-se, também, que a inclinação da envoltória do estado crítico  $M$  relaciona razoavelmente bem a razão de tensões e dilatância dos compósitos sem fibras.

#### 7.1.3.7 Aspectos gerais do comportamento mecânico dos materiais

- A análise geral dos resultados do programa experimental indicou a existência de uma grande gama de materiais com características adequadas para serem utilizados como *liners* de cobertura, sob o ponto de vista do comportamento mecânico: *liners* de areia com bentonita e fibras, *liners* de SRAB com fibras e *liners* de caulim com fibras, sendo que o último pode ser utilizado também para resíduos perigosos ou em *liners* de fundo em função do baixo valor de condutividade hidráulica apresentado.
- Os mesmos materiais citados anteriormente, porém sem a adição de fibras, também podem ser utilizados em *liners* de cobertura (areia com bentonita e SRAB) e *liners* de fundo (caulim), com a restrição de não apresentarem a principal característica de resistência proporcionada pelas fibras: a manutenção da resistência mecânica até altos níveis de deformação.

## 7.2 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

- Identificar o mecanismo de mobilização de resistência das fibras após grandes deformações, em nível microestrutural.
- Desenvolver modelos constitutivos para análise numérica (programas embasados no método dos elementos finitos) para misturas de solo-fibra, o que é

de fundamental importância para a simulação de obras geotécnicas, em especial aterros sobre solos moles e cobertura de aterros sanitários.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACHARI, G. **Modified bentonite and fly ash bentonite landfill liners**. 1995. 305p.  
Tese doutorado – Department of Civil Engineering – Calgary, Alberta.
- AL WAHAB, R. M.; EL-KEDRAH, M. A. Using fibers to reduce tension cracks and shrink/swell in a compacted clay. In: GEOENVIRONMENT 2000 – CHARACTERIZATION, CONTAINMENT, REMEDIATION AND PERFORMANCE IN ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 1995, New Orleans. **Proceedings...** ASTM STP n. 46, ASTM, v.1, 2v, p. 791-805.
- AL WAHAB, R.M.; AL-QURNA, H.H. Fiber Reinforced cohesive soils for application in compacted earth structures. In: GEOSYNTHETICS'95 CONFERENCE. 1995, Nashville. **Proceedings ...** v.2, p.433-466.
- ALSTON, C.; DANIEL, D.E.; DEVROY, D.J. Design and construction of sand-bentonite liner for effluent treatment lagoon, Marathon, Ontario. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 34, n. 6, p. 841-852, 1997.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Classification of Soils for Engineering Purposes: D 2487**. Philadelphia, 1993. 11p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Guide for Design of a Liner System for Containment of Wastes: D 1973**. Philadelphia, 1991. 13p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter: D 5084.** Philadelphia, 1990. 8p.

ANDERSLAND, O.B.; KATTAK, A.S. Shear strength of Kaolinite/fiber soil mixtures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL REINFORCEMENT, 1979, Paris. **Proceedings ...** 1979. p.11-16.

ANDRADE, A. **Caracterização das cinzas volantes do carvão de Candiota.** 1985. 152p. Dissertação (Mestrado em engenharia metalúrgica e dos materiais) - PPGEMM/UFRGS, Porto Alegre.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização:** NBR 6457. Rio de Janeiro, 1986, 9p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **Resíduos Sólidos:** NBR 10004. Rio de Janeiro, 1987. 63p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **Rochas e solos - Terminologia:** NBR 6502. Rio de Janeiro, 1995, 18p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **Solo - Análise granulométrica:** NBR 7181. Rio de Janeiro, 1984-a, 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **Solo - Determinação do limite de liquidez:** NBR 6459. Rio de Janeiro, 1984-b, 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **Solo - Determinação do limite de plasticidade:** NBR 7180. Rio de Janeiro, 1984-c, 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Grãos de Solo que passam na peneira de 4,8mm - Determinação da massa específica:** NBR 6508. Rio de Janeiro, 1984-d, 8p.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Ensaio de Compactação**: NBR 7182. Rio de Janeiro, 1986, 10p. Origem: Projeto NBR 7182/84.
- ATKINSON, J.H. An introduction to the Mechanics of Soils and Foundations. London: McGraw-Hill, 1993. 337p.
- ATKINSON, J.H.; BRANSBY, P.L. The mechanics of soils – an introduction to critical state soil mechanics. London: McGraw-Hill, 1978. 375p.
- AUBERTIN, M.; CHAPUIS, R. P.; AACHIB, M.; RICHARD, J. F.; TREMBLAY, L.; BUSSIÈRE, B. Cover technology for acidic tailings: Hydrogeological properties of milling wastes used as capillary barrier. In: 1<sup>st</sup> CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 1994, Alberta, Canada. **Proceedings...v.1**, 1v, p. 427-432.
- AUSTIN, T. Landfill-cover conflict. **Civil Engineering**, New York, v.62, n.12, p. 70-71, 1992.
- BEEN, K.; JEFFERIES, M.G. A state parameter for sands. **Géotechnique**, London, v.35, n.2, p. 99-112, 1985.
- BEEN, K.; JEFFERIES, M.G.; HACHEY, J. The critical state of sands. **Géotechnique**, London, v.41, n.3, p. 365-381, 1991.
- BELLEZZA, I.; PASQUALINI, E. Hydraulic performance of soil-cement liners. In: GEOENVIRONMENT 97, 1997. **Proceedings...** Bouazza, Kadikara & Parker ed, Balkema, Rotterdam, 1997. p.271-276.
- BENSON, C.H.; ZHAI, H.; WANG, X. Estimating hydraulic conductivity of compacted clay liners. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.120, n.2, p. 366-387, 1994.
- BENSON, C.H.; DANIEL, D. Influence of clods on hydraulic conductivity of compacted clay. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.116, n.8, p. 1231-1248, 1990.

- BISHOP, A.W.; GREEN, G.E.; GARGA, V.K.; ANDERSEN, A.; BROWN, J.D. A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength. **Géotechnique**, London, v.21, n.4, p. 273-328, 1971.
- BISHOP, A.W.; HENCKEL, D.J. The measurements of soil properties in triaxial test. London: Edward Arnold, 2ed., 1962, 277p.
- BISHOP, A.W.; WESLEY, L.D. A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. **Géotechnique**, London, v.25, n.4, p. 657-660, 1975.
- BOWDERS, J. J.; DANIEL, D. Hydraulic conductivity of compacted clay to dilute organic chemicals. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, ASCE, 113, n. 12, p.1432-1448, 1987.
- BOYNTON, S.S.; DANIEL, D.E. Hydraulic conductivity tests on compacted clay. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.111, n.4, p. 465-478, 1985.
- BRANDL, H. Mineral liners for hazardous waste contaminant. **Géotechnique**, London, v.42, n.1, p.57-65, 1992.
- BRODERICK, G. P.; DANIEL, D. Stabilising compacted clay against chemical attack. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, ASCE, 116, n. 10, p.1549-1567, 1990.
- BUDINSKI, K.G. Engineering Materials; properties and selection. New Jersey: Prentice Hall International, 5ed, 1996. 653p.
- BUENO, B.S.; LIMA, D.C.; TEIXEIRA, S.H.C.; RIBEIRO N.J. Soil fiber reinforcement: basic understanding. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 1996, San Diego. **Anais ...** v1., p.878-884.
- BURLAND, J.B.; SYMES, M. A simple axial displacement gauge for use in triaxial apparatus. **Géotechnique**, London, v.32, n.1, p. 62-65, 1982.
- CALARGE, L.M.; SILVA, L.I.W.; CHIES, F.; ZWONOK, O. Desenvolvimento de tijolos maciços a partir de cinzas pesadas e cal hidratada. I – Caracterização da cinza

pesada. In: II SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE QUALIDADE AMBIENTAL, 1998, Porto Alegre. **Anais...** p. 122 –127.

CARPENTER, G.W.; STEPHENSON, R.W. Permeability testing in the triaxial cell. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.9, n.1, p. 3-9, março 1986.

CARRARO, J.A.H. **Utilização de resíduos industriais na estabilização de um solo residual de arenito**. 1997. 152p. Dissertação (Mestrado em engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

CASAGRANDE, A. The determination of the preconsolidation load and its practical significance. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERINGS, 1., 1936, Cambridge. **Proceedings...** London: 1936. v.3, p.60.

CASAGRANDE, M.D.T. **Estudo do comportamento de um solo reforçado com fibras de polipropileno visando o uso como base de fundações superficiais**. 2001. 96p. Dissertação (mestrado em engenharia) - PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

CHIES, F.; ZWONOK, O.; SILVA, N.I.W.; CALARGE, L.M.; MOREL, N.F. Projeto CIPECAL – Desenvolvimento de Blocos e Tijolos a partir de Cinzas de fundo e Cal hidratada. Publicação interna. Porto Alegre, 1999. CIENTEC, FUNDAÇÃO DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA.

CLAYTON, C.R.I.; KHATRUSH, S.A. A new device for measuring local axial strains on triaxial specimens. **Géotechnique**, London, v.36, n.4, p. 593-597, 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.13, n.3, p. 235-242, 1989.

CONSOLI, N.C.; ULBRICH, L.A.; PRIETTO, P.D.M. Engineering behavior of random distributed fiber-reinforced cement soil. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997, Rio de Janeiro. **Proceedings ...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1997. p.481-486.

- CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; ULBRICH, L.A. Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, ASCE, v.124. n.12, p.1211-1214, 1998.
- CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; ULBRICH, L.A. The behavior of a fiber-reinforced cemented soil. **Ground Improvement**, ISSMGE, v.3 n.3, p.21-30, 1999.
- CONSOLI, N.C.; VENDRUSCOLO, M.A.; PRIETTO, P.D.M. Behavior of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York , ASCE, v.128, 2002-a.
- CONSOLI, N.C.; MONTARDO, J.; PRIETTO, P.D.M.; PASA, G. Engineering behavior of a sand reinforced with plastic waste. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York , ASCE, v.128, n.6, 2002-b.
- CONSOLI, N.C.; CASAGRANDE, M.D.T; PRIETTO, P.D.M.; THOMÉ, L.A. Behavior of plate load tests on soil-fiber stratum. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, ASCE, 2002-c. (no prelo)
- COOP, M.R. The mechanics of uncemented carbonate sands. **Géotechnique**, London, v.40, n.4, p. 607-626, 1990.
- COOP, M.R.; ATKINSON, J.H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Géotechnique**, London, v.43, n.1, p. 53-67, 1993.
- COOP, M.R.; CUCCOVILLO, T. The influence of geological origin on the behaviour of carbonate sands. In.: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PROBLEMATIC SOILS, 1998, Yanagisawa, Japan. **Proceedings...** Ed. Moroto & Mitachi, A. A. Balkema, Rotterdam, 1998, p. 607-610.
- COOP, M.R.; LEE, I.K. The behaviour of granular soils at elevated stresses. In: C.P. WROTH MEMORIAL SYMPOSIUM – PREDICTIVE SOIL MECHANICS, 1993. **Proceedings...** Thomas Telford, London, 1993, p. 186-198.

- CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. On the mechanics of structured sands. **Géotechnique**, London, v.49, n.6, p. 741-760, 1999.
- CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. Yielding and pre-failure behaviour of structured sands. **Géotechnique**, London, v.47, n.3, p. 491-508, 1997.
- DANIEL, D.E. Clay liners. **In.: Geotechnical Practice for Waste Disposal**, London: Chapman & Hall, 1993. Cap. 7, p. 137-163.
- DANIEL, D.E. State-of-the-art: Laboratory hydraulic conductivity tests for saturated soils. In: HYDRAULIC CONDUCTIVITY AND WASTE CONTAMINANT TRANSPORT IN SOIL, 1994, Philadelphia. ASTM STP 1142, ASTM, 1994. p. 30-78.
- DANIEL, D.E.; BENSON, C.H. Water-content density criteria for compacted soil liners. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.116, n.12, p. 1811-1830, 1990.
- DANIEL, D.E.; KOERNER, R.M. Cover Systems. **In.: Geotechnical Practice for Waste Disposal**, London: Chapman & Hall, 1993. Cap. 18 p. 455-496.
- DANIEL, D.E.; KOERNER, R.M. Waste Containment Facilities: Guidance for construction, quality assurance and quality control of liner and cover systems. New York: ASCE, 1995. 354p.
- DANIEL, D.E.; TRAUTWEIN, S.J.; BOYNTON, S.S.; FOREMAN, D.E. Permeability testing with flexible-wall permeameters. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.7, n.3, p. 113-122, set. 1984.
- DÍAZ, J.G. **Estudo do comportamento de fundações superficiais em solos cimentados**. 1998. 137p. Dissertação (mestrado em engenharia) - CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- DYVIK, R.; MADSHUS, C. Laboratory measurements of  $G_{max}$  using bender elements In: ASCE ANNUAL CONVENTION: ADVANCES IN THE ART OF TESTING SOILS UNDER CYCLIC CONDITIONS, 1985, Detroit. **Proceedings...** New York: American Society of Civil Engineers.

EPA - U. S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. Code of Federal Regulations, Title 40, Chapter I, Part 264.221 – Design and operation requirements. 57 FR 3487, Jan 29, 1992. Disponível em: <<http://www.access.gpo.gov/ecfr/>> .Acesso em: 14 de março de 2002.

EPA - U. S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. Coordenado por Christie Whitman. *Homepage* que apresenta inúmeros tópicos sobre proteção ao meio ambiente nos EUA. Disponível em: <<http://www.epa.gov>>. Acesso em: 18 de março de 2002.

FATANI, M.N.; BAUER, G.E.; AL-JOULLANI, N. Reinforced soil with aligned and randomly oriented metallic fibers. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.14, n.1, p.78-87, 1991.

FAVARETTI, M.; MORACI, N.; PREVIATELLO, P. Effects of Leachate on the Hydraulic and Mechanical Behaviour of Clay Liners In: 1<sup>ST</sup> CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 1994. **Proceedings...** Edmonton, Alberta, Canada , 1v. v.1, p. 221-226.

FEUERHARMEL, M.R. **Comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno**. 2000. 131p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

GLEASON, M. H.; DANIEL. D. E.; EYKHOLT, G. R. Calcium and sodium bentonite for hydraulic containment applications. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, ASCE, v.123, n. 5, p.438-445, 1997.

GRAHAM, J.; SAADAT, F.; GRAY, M.N.; DIXON, D.A.; ZHANG, Q.Y. Strength and volume change behaviour of a sand-bentonite mixture. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 26, n. 2, p. 292-305, 1989.

GRAY, D. H.; AL-REFEAI, T. Behaviour of fabric versus fibre-reinforced sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, ASCE, v.112, n. 8, p.804-826, 1986.

GRAY, D. H.; OHASHI, H. Mechanics of fibre-reinforcement in sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, ASCE, v.109, n. 3, p.335-353, 1983.

- HAN, D. Use potential of fly ash-residual soil mixture as a dyke material. **Environmental Geotechnics**. Balkema, Rotterdam, p. 721-726, 1996.
- HANNANT, L. Fiber-reinforced cements and concretes. **In: Construction Materials; their nature and behavior**. 2ed. London: J. M. Illston/E. & F.N. Spon, 1994. p.359-403.
- HEAD, K. H. Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 1, Soil Classification and Compaction Tests. London: Prentech Press, 1980. 339p.
- HEAD, K. H. Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 2, Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests. London: Prentech Press, 1980. 402p.
- HEAD, K. H. Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 3, Effective Stress Tests. London: Prentech Press, 1980. 495p.
- HIGGINS, R.A. **Properties of engineering materials**. London: E. Arnold, 2ed., 1994. 495p.
- HOARE, D.J. Laboratory study of granular soils reinforced with randomly oriented discrete fibres. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL REINFORCEMENT, 1979, Paris. **Proceedings ...** 1979. v.1, p.47-52.
- HOLLAWAY, L. Polymers and polymer composites. **In: Construction Materials; their nature and behavior**. London: J. M. Illston/E. & F.N. Spon, 2ed., 1994. p.321-358.
- HOMEM, T.R. **Comportamento de misturas asfálticas porosas com ligantes modificados por polímeros e adição de fibras**. 2002. 109p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- HUECKEL, T.; KACZMAREK, M.; CARAMUSCIO, P. Theoretical assessment of fabric and permeability changes in clays affected by organic contaminants. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 34, p. 588-603, 1997.

- JEFFERIES, M.G.; BEEN, K. Use of critical state representations of sand in the method of stress characteristics. **Canadian Geotechnical Journal**. Ottawa, v.24, n.3, p. 441-446, 1987.
- JOHNSTON, C.D. Fiber-reinforced cement and concrete. In: **Advances in concrete technology**. 2ed. Ottawa: V. M. Malhorta, 1994. p.603-673.
- JOVICIC,V.; COOP, M.R. Stiffness of coarse-grained soils at small strains. **Géotechnique**, London, v.476, n.3, p. 545-561, 1997.
- JOVICIC,V.; COOP, M.R. The measurement of stiffness anisotropy in clays with bender elements in the triaxial apparatus. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.21, n.1, p. 3-10, 1998.
- JOVICIC,V.; COOP, M.R., SIMIC, M. Objective criteria for determining  $G_{max}$  from bender element tests. **Géotechnique**, London, v.46, n.2, p. 357-362, 1996.
- KALTEZIOTIS, N.; SARSBY, R.W.; ZERVOGIANNIS, H. Compacted clay for landfill liners. In: XII INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1994, New Delhi. **Proceedings...** v.4, 6v, p. 1591-1594.
- KHERA, R. P. Calcium bentonite, cement slag and fly ash as a slurry wall material. In: GEOENVIRONMENT 2000 – CHARACTERIZATION, CONTAINMENT, REMEDIATION AND PERFORMANCE IN ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 1995, New Orleans. **Proceedings...** Geotechnical Special Publication n° 46, ASTM, v.1, 2v, p. 1237-1249.
- KOZICKI, P.; HARTY, S.; KOZICKI, J. P. Design and construction of soil-bentonite liners and two case histories. In: 1<sup>ST</sup> INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, Jul 1994, Alberta, Canada. **Proceedings...** 1994, 1v., p. 713-719.
- 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 Materials, 1988. 1v., p. 715-731.
- LAMBE, T.W. ; WHITMAN, R. V. Soil Mechanics, SI version. New York, John Wiley and Sons Inc. New York, NY, 1979, 553p.
- LAMBE, T.W. The structure of compacted clay. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division**. ASCE, v.84, n.2, p.1-35, 1958.
- LANDRETH, R.E. Landfill containment systems regulations. In: WASTE CONTAINMENT SYSTEMS: CONSTRUCTION, REGULATION AND PERFORMANCE, 1990, San Francisco, California. **Proceedings...** ASCE, GSP n.26, 1990. p.1-13.
- LEMOS, L.J.L.; VAUGHAN, P.R. Clay-interface shear resistance. **Géotechnique**, London, v.50, n.1, p. 55-64, 2000.
- LOCAT, J.; TREMBLAY, H.; LEROUÉIL, S. Mechanical and hydraulic behaviour of a soft inorganic clay treated with lime. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 33, p. 654-669, 1996.
- LUPINI, J.F.; SKINNER, A.E.; VAUGHAN, P.R. The drained residual strength of cohesive soils. **Géotechnique**, London, v.31, n.2, p. 181-213, 1981.
- MACIEL FILHO, C. L. Introdução à Geologia de Engenharia. Santa Maria, Editora da UFSM, 2<sup>a</sup> ed, 1997, 284p.
- MAHER, M.H.; GRAY, D.H. Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, ASCE, v.116, n.11, p.1661-1677, 1990.
- MAHER, M.H.; HO, Y.C. Behavior of fiber-reinforced cement sand under static and cyclic loads. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, ASCE, v.16, n.3, p.330-338, 1993.

- MAHER, M.H.; HO, Y.C. Mechanical properties of kaolinite/fiber soil composite. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, ASCE, v.120, n.8, p.1387-1393,1994.
- MANASSERO, M.; PASQUALINI, E., VEGGI, S. Stability of compacted clay liners at landfill sidewalls. In: XII INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1994, New Delhi. **Proceedings...** v.4, 6v, p.1587-1590.
- MARTINS, F.B. **Investigação do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado**. 2001. 300p. Tese (Doutorado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- MARTINS, F.B.; BRESSANI, L.A.; COOP, M.R.; BICA, A.V.D. Some aspects of the compressibility behaviour of a clayey sand. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.38, n.6, p. 1177-1186, dez.2001.
- McGOWN, A.; ANDRAWES, K. Z.; AL-HASANI, M. M. Effect of inclusion properties on the behaviour of sand. **Géotechnique**, London, v.28, n.3, p.327-346, 1978.
- McGOWN, A.; ANDRAWES, K. Z.; HYTIRIS, N.; MERCER, F. B. Soil strengthening using randomly distributed mesh elements. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1988, São Francisco. **Proceedings...** v.3. p.1735-1738.
- MITCHELL, J.K. Fundamentals of Soil Behaviour. New York, NY. John Wiley and Sons Inc., 2 ed, 1993, 437p.
- MONTARDO, J.P. **Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes**. 1999. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- MONTARDO, J.P.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: efeito das propriedades dos materiais constituintes. **Solos e Rochas**, São Paulo, ABMS/AABGE, v.24, n.3, 2002.

- MONTARDO, J.P.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. Comportamento de um solo reforçado com resíduos fibrosos. In: II SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL – GEOSUL'2000, 2000, Porto Alegre. **Anais ...** Porto Alegre: ABMS/ABINT/PPGEC-UFRGS, 2000, p.213-225.
- MOREL, J.C.; GOURC, J.P. Mechanical behaviour of sand reinforced with mesh elements. **Geosynthetics International**, Minnesota, v.4, n. 5, p.481-508, 1997.
- NATARAJ, M.S.; ADDULA, H.R.; McMANIS, K.L. Strength and deformations characteristics of fiber reinforced soils. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 3., 1996, San Diego. **Proceedings...** Pennsylvania: Technomic Publishing Co., Inc, 1996. v.1, p.826-835.
- NÚÑEZ, W.P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação.** 1991. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- OLSEN, H.W. Hydraulic flow through saturated clays. **Clays and Clays Minerals.** v.9, n.2, p.131-161, 1962.
- OMINE, K.; OCHIAI, H.; YASUFUKU, N.; KATO, T. Effect of plastic wastes in improving cement-treated soils. In: 2<sup>nd</sup> INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, Osaka, Japão, 1996. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema, 1996. p.875-880.
- PINHEIRO, R.J.B. **Estudo de alguns casos de instabilidade de encosta da Serra Geral no estado do Rio Grande do Sul.** 2000. 318p. Tese (Doutorado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- POHL, D. H.; MARTIN, J. P.; PALMEIRA, E. M. Aspectos geotécnicos de solos tropicais usados como barreiras hidráulicas em aplicações ambientais. In: X CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Foz do Iguaçu, 1994. **Anais...** p. 947-954.
- POULOS, S.J. The steady state of deformation. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, ASCE, v.17, GT5, p.553-562, 1981.

- PRIETTO, P.D.M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado**. 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- PRIETTO, P.D.M. **Análise do comportamento tensão-dilatância de solos cimentados**. 2002. Tese em fase final de elaboração (Doutorado em engenharia) - PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- RANJAN, G.R.; CHARAN, H.D. Probabilistic analysis of randomly distributed fiber-reinforced soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.122, n.6, p.419-426, 1996.
- RIGO, M.L. **Resistência ao cisalhamento residual de alguns solos saprolíticos de basalto do estado do Rio Grande do Sul**. 2000. 134p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- ROHDE, G.M. Cinzas de carvão no Brasil: restrições ambientais e medidas mitigadoras. Relatório Técnico. Porto Alegre: CIENTEC, 1996, 39p.
- ROSCOE, K.H.; SCHOFIELD, A.N.; WROTH, C.P. On the yielding of soils. **Géotechnique**, London, v.8, n.1, p.22-53, 1958.
- SÁNCHEZ, J. C. D. **Emissão de elementos-traço provenientes da combustão de carvão em caldeira de grande porte**. 1987. 151p. Dissertação (Mestrado em engenharia metalúrgica e dos materiais) - PPGEMM/UFRGS, Porto Alegre.
- SÁNCHEZ, J.C.D.; ZWONOK, O.; FERNANDES, I.D.; TEIXEIRA, E.C. Caracterização de cinzas de carvão e sua classificação segundo NBR 10004. In: II SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE QUALIDADE AMBIENTAL, 1998, Porto Alegre. p. 458-465.
- SANTUCCI, F.; SILVESTRI, F.; VINALE, F. The influence of compaction on the mechanical behaviour of a silty sand. **Soils and Foundations**, Tóquio, Japão. v.38, n.4, p. 41-56, 1998.
- SCHOFIELD, A.W.; WROTH, C.P. Critical State Soil Mechanics. London, McGraw-Hill, 1968.

- SHACKELFORD, C.D.; GLADE, M.J. Constant-flow and constant-gradient permeability tests on sand-bentonite-fly ash mixtures. In: HYDRAULIC CONDUCTIVITY AND WASTE CONTAMINANT TRANSPORT IN SOIL, 1994, Philadelphia. **Proceedings...** ASTM STP 1142, ASTM, 1994. p. 521-545.
- SIVAPULLAIAH, P.V.; SRIDHARAN, A.; STALIN, V.K. Swelling behaviour of soil-bentonite mixtures. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 33, n. 5, p. 808-814, 1996.
- SKEMPTON, A.W. Long-term stability of clay slopes. **Géotechnique**, London, v.14, n.2, p. 75-101, 1964.
- SKEMPTON, A.W. Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory. **Géotechnique**, London, v.35, n.1, p. 3-18, 1985.
- SPECHT, L.P. **Comportamento de misturas de solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando à pavimentação**. 2000. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- SPINELLI, L. **Comportamento de fundações superficiais em solos cimentados**. 1999. 133p. Dissertação (Mestrado em engenharia) - CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- STAUFFER, S.D.; HOLTZ R.D. Stress-strain and strength behavior of staple fiber and continuous filament-reinforced sand. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., n.1474, p.82-95, 1996.
- STROUD, M. A. **The behaviour of sand at low stress levels in the simple shear apparatus**. 1971. PhD thesis – University of Cambridge - UK.
- TAVENAS, F.; LEBLOND, P.; JEAN, P.; LEROUEIL, S. The permeability of natural soft clays. Part I: Methods of laboratory measurement. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 20, p. 629-644, 1983.
- TAYLOR, G. D. **Materials in Construction**. London: Longman Scientific & Technical, 2ed, 1994. 284p.

- TAYLOR, R.N.; COOP, M.R. Stress path testing of Boom Clay from Mol, Belgium. In: 26<sup>TH</sup> ANNUAL CONFERENCE OF THE ENGINEERING GROUP OF THE GEOLOGICAL SOCIETY, 1990. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema, 1990. p. 89-98.
- TEODORO, J.M.; BUENO, B.S. Estudo do comportamento dos solos reforçados com fibras plásticas de polipropileno. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 1998, Brasília. **Anais...** v.2, p.1093-1100.
- TESSARI, M. A. **Ensaio de placa em camadas de cinza pesada de carvão tratadas com cimento.** 1998. 84p. Dissertação (Mestrado em engenharia) - CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- THOMÉ, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais.** 1999. 238p. Tese (Doutorado em engenharia) - PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- ULBRICH, L. A. **Aspectos do comportamento mecânico de um solo reforçado com fibras.** 1997. 122p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- UMEDERA, M.; FUJIWARA, A; HYODO, M. MURATA, H.; YASUFUKU, N. Effect of suction on the mechanical behaviour of bentonite-sand mixtures. **Environmental Geotechnics.** Balkema, Rotterdam, p. 169-172, 1996.
- VENDRUSCULO, M.A. **Comportamento de ensaios de placa em camadas de solo melhoradas com cimento e fibras de polipropileno.** 2002. Tese em fase final de elaboração (Doutorado em engenharia) - PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- VESIC, A.S.; CLOUGH, E.W. Behaviour of granular materials under high stresses. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division,** New York, ASCE, 94(SM3), p.661-688, 1968.
- VIGGIANI, G.; ATKINSON, J.H. Stiffness of fine-grained soils at very small strains. **Géotechnique,** London, v.45, n.2, p. 249-265, 1995.

- YAMAMURO, J.A.; BOPP, P.A.; LADE, P.V. One-dimensional compression of sands at high pressure. **Journal of Geotechnical Engineering**. New York, v.122, n.2, p.147-154, 1996.
- YAN REE, C.C.D; WESTSTRATE, F.A.; MESKERS, C.G.; BREMMER, C.N. Design aspects and permeability testing of natural clay and sand-bentonite liners. **Géotechnique**, London, v.42, n.1, p.49-56, 1992.
- YANFUL, E. K.; SHIKATANI, K. S.; QUIRT, D. Hydraulic conductivity of natural soils permeated with acid mine drainage. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 32, p. 624-646, 1995.
- ZWONOK, O.; CHIES, F. Projeto CICASOL – Pavimentos de solos estabilizados com cinza volante e cal. Publicação interna, Porto Alegre, 1984. CIENTEC, FUNDAÇÃO DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA.

ANEXO

DADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS

Matriz	Comprimento das fibras (mm)	Teor de bentonita (%)	$p'$ (kPa)	Trajétoria de carregamento	Condições de drenagem	Teor de umidade (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$ (20kPa)	$e_0$ após adensamento
SRAB	0	0	4500	Compressão isotrópica e axial	drenado	15,92	17,10	0,520	0,462
	24	0	4500	Compressão isotrópica e axial	drenado	16,46	16,82	0,546	0,483
	0	0	20	Compressão axial	drenado	16,20	17,04	0,526	0,526
	0	0	60	Compressão axial	drenado	16,35	16,84	0,544	0,540
	0	0	100	Compressão axial	drenado	16,12	17,26	0,506	0,491
	0	0	200	Compressão axial	drenado	16,20	16,95	0,534	0,526
	0	0	400	Compressão axial	drenado	15,79	16,89	0,539	0,505
	0	0	500	Compressão axial	drenado	16,38	16,79	0,548	0,480
	0	0	100	Descarregamento lateral	drenado	16,14	16,80	0,548	0,501
	0	0	20	Compressão axial	Não drenado	16,08	16,71	0,556	0,556
	0	0	100	Compressão axial	Não drenado	16,17	16,66	0,561	0,552
	0	0	200	Compressão axial	Não drenado	16,14	16,68	0,558	0,534
	0	0	300	Compressão axial	Não drenado	16,30	17,05	0,525	0,512
	6	0	20	Compressão axial	drenado	16,46	16,74	0,553	0,553
	6	0	60	Compressão axial	drenado	16,04	17,27	0,546	0,530
	6	0	100	Compressão axial	drenado	16,22	16,76	0,551	0,548
	6	0	200	Compressão axial	drenado	16,03	17,46	0,529	0,494
	6	0	400	Compressão axial	drenado	16,59	16,99	0,530	0,515
	12	0	20	Compressão axial	drenado	16,01	17,13	0,518	0,518
	12	0	60	Compressão axial	drenado	16,65	17,22	0,550	0,545
	12	0	100	Compressão axial	drenado	15,98	17,11	0,519	0,515
	12	0	200	Compressão axial	drenado	16,01	17,19	0,552	0,521
	12	0	400	Compressão axial	drenado	16,08	17,08	0,522	0,509
	24	0	20	Compressão axial	drenado	16,04	16,96	0,533	0,533
	24	0	60	Compressão axial	drenado	16,37	17,18	0,513	0,511
	24	0	100	Compressão axial	drenado	15,76	17,24	0,508	0,504
24	0	200	Compressão axial	drenado	16,20	17,03	0,526	0,515	
24	0	300	Compressão axial	drenado	16,36	16,96	0,532	0,517	

Matriz	Comprimento das fibras (mm)	Teor de bentonita (%)	$p'$ (kPa)	Trajétoria de carregamento	Condições de drenagem	Teor de umidade (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$ (20kPa)	$E_0$ Após adensamento
SRAB	24	0	400	Compressão axial	drenado	16,35	17,25	0,507	0,495
	24	0	100	$p'$ constante	drenado	15,80	17,37	0,537	0,523
	24	0	20	Compressão axial	Não drenado	16,13	16,74	0,553	0,553
	24	0	100	Compressão axial	Não drenado	16,37	16,93	0,536	0,524
	24	0	200	Compressão axial	Não drenado	15,96	16,43	0,583	0,554
	24	0	300	Compressão axial	Não drenado	16,36	16,94	0,534	0,517
	0	9	20	Compressão axial	drenado	16,21	16,09	0,628	0,628
	0	9	100	Compressão axial	drenado	16,76	15,92	0,645	0,642
	0	9	200	Compressão axial	drenado	16,70	15,92	0,645	0,639
	24	9	20	Compressão axial	drenado	17,00	15,54	0,686	0,686
	24	9	100	Compressão axial	drenado	15,66	16,02	0,635	0,629
	24	9	200	Compressão axial	drenado	17,16	15,74	0,664	0,639
Cinza de Fundo	0	0	4500	Compressão isotrópica e axial	drenado	43,03	9,75	1,314	1,333
	24	0	4500	Compressão isotrópica e axial	drenado	41,41	9,62	1,345	1,371
	0	0	20	Compressão axial	drenado	43,31	9,77	1,309	1,309
	0	0	100	Compressão axial	drenado	43,64	9,65	1,339	1,331
	0	0	200	Compressão axial	drenado	43,28	9,77	1,309	1,296
	0	0	500	Compressão axial	drenado	40,26	9,60	1,350	1,324
	24	0	20	Compressão axial	drenado	42,69	9,76	1,312	1,312
	24	0	100	Compressão axial	drenado	45,11	9,57	1,357	1,349
	24	0	200	Compressão axial	drenado	43,47	9,76	1,311	1,295
	24	0	500	Compressão axial	drenado	45,36	9,29	1,429	1,383
	0	9	20	Compressão axial	drenado	43,17	9,69	1,370	1,370
	0	9	100	Compressão axial	drenado	42,62	9,72	1,361	1,349
	0	9	200	Compressão axial	drenado	38,64	9,74	1,357	1,336
	24	9	20	Compressão axial	drenado	43,39	9,71	1,365	1,365
	24	9	100	Compressão axial	drenado	43,15	9,66	1,377	1,368
	24	9	200	Compressão axial	drenado	43,64	9,72	1,362	1,338
24	0	100	$p'$ constante	drenado	41,22	9,59	1,354	1,323	

Matriz	Comprimento das fibras (mm)	Teor de bentonita (%)	$p'$ (kPa)	Trajétória de carregamento	Condições de drenagem	Teor de umidade (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$ (20kPa)	$E_0$ Após adensamento
Areia	0 <sup>1</sup>	0	20	Compressão axial	drenado	9,97	15,33	0,683	0,683
	0 <sup>1</sup>	0	100	Compressão axial	drenado	10,01	15,23	0,649	0,684
	0	0	200	Compressão axial	drenado	10,89	14,68	0,757	0,753
	24 <sup>1</sup>	0	20	Compressão axial	drenado	9,98	15,16	0,702	0,702
	24 <sup>1</sup>	0	100	Compressão axial	drenado	10,00	15,38	0,677	0,667
	24	0	200	Compressão axial	drenado	9,69	14,12	0,827	0,819
	24	0	400	Compressão axial	drenado	9,30	14,96	0,724	0,713
	0	9	20	Compressão axial	drenado	12,66	15,82	0,656	0,656
	0	9	100	Compressão axial	drenado	12,59	15,86	0,651	0,642
	0	9	200	Compressão axial	drenado	12,88	15,94	0,643	0,636
	24	9	20	Compressão axial	drenado	12,29	15,83	0,655	0,655
	24	9	100	Compressão axial	drenado	12,60	15,95	0,643	0,629
	24	9	200	Compressão axial	drenado	13,27	15,84	0,654	0,642
	24	0	100	$p'$ constante	drenado	10,28	14,86	0,737	0,723
Caulim	0	0	450	Compressão isotrópica e axial	drenado	24,68	14,39	0,793	0,741
	0	0	20	Compressão axial	drenado	25,74	14,41	0,791	0,720
	0 <sup>2</sup>	0	100	Compressão axial	drenado	29,69	13,93	0,85	0,755
	0	0	200	Compressão axial	drenado	25,77	14,40	0,791	0,744
	24	0	20	Compressão axial	drenado	25,26	14,57	0,771	0,771
	24	0	100	Compressão axial	drenado	25,52	14,37	0,796	0,728
	24	0	200	Compressão axial	drenado	25,54	14,48	0,782	0,690
	0	9	20	Compressão axial	drenado	33,50	12,84	1,025	1,025
	0	9	100	Compressão axial	drenado	33,04	12,87	1,020	1,009
	0	9	200	Compressão axial	drenado	33,15	12,95	1,007	0,979
	24	9	20	Compressão axial	drenado	32,99	13,01	0,998	0,998
	24	9	100	Compressão axial	drenado	32,46	12,97	1,004	0,979
	24	9	200	Compressão axial	drenado	34,06	12,95	1,007	0,977
	24	0	100	$p'$ constante	drenado	26,48	13,92	0,853	0,834

<sup>1</sup> Vendrusculo, 2002

<sup>2</sup> Feuerharmel, 2000.

