

Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Escola de Engenharia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO MICRO-  
REFORÇADO COM FIBRAS DE DISTINTOS ÍNDICES ASPECTO**

Lucas Festugato

Porto Alegre  
2008

Lucas Festugato

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM  
SOLO MICRO-REFORÇADO COM FIBRAS DE DISTINTOS  
ÍNDICES ASPECTO**

DISSERTAÇÃO APRESENTADA AO PROGRAMA DE PÓS-  
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE  
FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL, COMO PARTE DOS  
REQUISITOS PARA OBTENÇÃO DO TÍTULO DE MESTRE  
EM ENGENHARIA. ORIENTAÇÃO: PROF. PH.D. NILO  
CESAR CONSOLI E PROF.<sup>a</sup> DR.<sup>a</sup> KARLA SALVAGNI  
HEINECK

Porto Alegre  
2008

**LUCAS FESTUGATO**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM  
SOLO MICRO-REFORÇADO COM FIBRAS DE DISTINTOS  
ÍNDICES ASPECTO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 2008

---

**Nilo Cesar Consoli**

Ph.D. pela Concordia University

**Orientador**

---

**Karla Salvagni Heineck**

Dr.<sup>a</sup>. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Orientadora**

---

**Fernando Schnaid**

Ph.D. pela University of Oxford

**Coordenador do PPGEC**

**BANCA EXAMINADORA:**

---

**Professor Antônio Thomé**

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

---

**Professor Pedro Domingos Marques Prietto**

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

---

**Professor Samir Maghous**

Ph.D. Université de Marne La Vallée, FR

À memória do amigo Eng. Eduardo Laubino Borba,  
o “Vô”

## AGRADECIMENTOS

Agradeço, inicialmente, ao Professor Ph.D. Nilo Cesar Consoli os conhecimentos transmitidos, o estímulo e a incrível motivação provocados durante a orientação do trabalho. À Professora Dr.<sup>a</sup>. Karla Salvagni Heineck, agradeço o estímulo à iniciação científica e a atenção dispensada ao longo do desenvolvimento da pesquisa.

À equipe do Laboratório ENVIRONGEO/LEGG agradeço o constante apoio. Em especial, aos auxiliares de pesquisa Carlos Emmanuel e Guilherme Paulista, pela ajuda na moldagem das amostras e pela medida de algumas três mil fibras e aos laboratoristas João Diniz e Jair da Silva pelo auxílio na montagem e na calibração do equipamento. Lidiane, Jucélia, Rodrigo Alemão, Emanuele, Marcelo, Marcel e Renata, obrigado pela companhia, pelas conversas científicas e também descontraídas. Aos parceiros de Beira-Rio, Luizmar e José, agradeço as horas de descontração e os valiosos debates técnicos.

Amigos Caberlon, Gambim, Knop e Mantaras, obrigado pelo exemplo e pelo estímulo à pesquisa científica.

À FITESA Fibras e Filamentos S/A, em especial à Eng. Camila Fedrigo e ao M.Sc. Júlio Montardo, agradeço as fibras cedidas para a realização da pesquisa.

Colega M.Sc. Francisco Dalla Rosa, obrigado pela transmissão da tua experiência e por conduzir o início da fase de instrumentação do equipamento.

Ao colega Eng. Anderson Fonini, agradeço o companheirismo e a amizade durante a realização dos créditos e durante o projeto e o acompanhamento da execução do triaxial realmente grande. “Tenho doze anos de experiência em hidráulica”.

Amigo Eng. David Cemin, obrigado por apresentar o poder de um amplificador de sinais do tipo INA.

Colegas do Mestrado, Daniel, Jeferson, Juliana, Leandro, Milena, Salete, Tadeu e Talita, obrigado pelo companheirismo e pelas discussões teóricas e práticas durante os estudos e os encontros no salão de festas da Dona Miranda.

Mãe e Pai, obrigado por todo suporte, emocional, financeiro, psicológico e logístico. Obrigado pelo incondicional estímulo ao estudo. À Deusa Sonia, a quem sempre pedi,

agradeço. “Vó” Serenita e demais familiares, obrigado pelo apoio e pela compreensão da ausência.

Aos amigos de Montenegro, ao *Bereja Team*, agradeço os momentos de descontração aos finais de semana.

Josi, broto, obrigado pelo companheirismo, pelo apoio, pela compreensão e pelas horas de descontração. Agradeço também a disponibilidade do Pitoco.

Agradeço, por fim, à CAPES e ao CNPq a concessão da bolsa de mestrado.

# SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	8
LISTA DE TABELAS.....	12
LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS .....	13
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>17</b>
1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA .....	17
1.2 OBJETIVOS .....	18
1.3 DEFINIÇÕES BÁSICAS .....	19
1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	20
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>21</b>
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	21
2.2 SOLOS REFORÇADOS .....	21
2.2.1 Fibras como Reforço de Solos.....	21
2.2.2 Compósitos Reforçados com Fibras .....	23
2.2.3 Tipos de Fibras Utilizadas como Reforço .....	26
2.2.4 Interação Solo-Fibra – Estudos Experimentais .....	30
2.2.5 Alterações na Propriedade dos Solos pela Inclusão de Fibras.....	47
2.3 TEORIA DO ESTADO CRÍTICO .....	55
2.3.1 Conceitos Fundamentais.....	55
2.3.2 Comportamento de Areias Reconstituídas .....	63
<b>3 PROGRAMA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>67</b>
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	67
3.2 VARIÁVEIS INVESTIGADAS .....	67
3.3 MATERIAIS .....	69
3.3.1 Areia .....	69
3.3.2 Fibras .....	70
3.3.3 Água .....	71
3.4 MÉTODOS .....	71
3.4.1 Preparação das Amostras.....	71
3.4.2 Ensaio Triaxiais .....	72
3.4.3 Medida das Fibras.....	72
3.5 EQUIPAMENTO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL PARA AMOSTRAS DE DIMENSÕES MAIORES .....	73
<b>4 RESULTADOS E ANÁLISES .....</b>	<b>82</b>
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	82
4.2 DEFINIÇÕES E NOTAÇÕES BÁSICAS .....	82
4.3 COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO.....	83

4.4	ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA E PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	97
4.5	ANÁLISE DA RIGIDEZ .....	106
4.6	FIBRAS MEDIDAS .....	114
4.7	COMPORTAMENTO NORMALIZADO $q/p'$ versus DILATÂNCIA.....	123
4.8	DEFINIÇÃO DAS SUPERFÍCIES DE ESTADO LIMITE .....	125
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>132</b>
5.1	CONCLUSÕES .....	132
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	134



## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Disposição fibra/fissura idealizada (Taylor, 1994).....	26
Figura 2.2: Comparação de estaca com elemento de reforço de solo (McGown <i>et al.</i> , 1978).	32
Figura 2.3: Acréscimo de resistência em função da inclinação da fibra (Gray & Ohashi, 1983) .....	33
Figura 2.4: (a) Representação da Linha Isotrópica de Compressão e (b) da Linha do Estado Crítico. (Atkinson, 1993).....	58
Figura 2.5: (a) Representação da envoltória de pico e (b) da Superfície Limite de Estado. (Atkinson, 1993).....	59
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).....	61
Figura 2.7: (a) Representação superfície limite de estado completa no plano normalizado e (b) no espaço $q : p' : \nu$ . (Atkinson & Bransby, 1978).....	62
Figura 2.8: Relação entre $q/p'$ e a taxa de dilatação (Atkinson, 1993).....	63
Figura 3.1: Curva granulométrica da areia de Osório (laser) .....	69
Figura 3.2: Vista geral do sistema de compressão triaxial .....	73
Figura 3.3: Interfaces ar/água em (a) projeto e em (b) funcionamento .....	74
Figura 3.5: Transdutor de contra-pressão .....	75
Figura 3.7: Medidor externo de variação volumétrica em (a) projeto e em (b) funcionamento .....	77
Figura 3.9: Medidor externo de deslocamento axial .....	79
Figura 3.10: (a) estrutura acoplada aos sensores em projeto e (b) sensores de efeito Hall em funcionamento aderidos à amostra .....	80
Figura 3.11: Curva de calibração do sinal amplificado da célula de carga .....	81
Figura 4.1: Curvas resistência versus deformação distorcional e volumétrica versus deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material sem reforço .....	84
Figura 4.2: Curvas resistência <i>versus</i> deformação distorcional e variação volumétrica <i>versus</i> deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material reforçado com fibras de 24mm e 100dtex .....	86
Figura 4.3: Curvas resistência <i>versus</i> deformação distorcional e variação volumétrica <i>versus</i> deformação distorcional, em 100kPa de tensão confinante, do material não-reforçado em diferentes índices de vazios .....	87

Figura 4.4: Curvas resistência <i>versus</i> deformação distorcional e variação volumétrica <i>versus</i> deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material reforçado com fibras de 24mm e 3,3dtex .....	89
Figura 4.5: Curvas resistência <i>versus</i> deformação distorcional e variação volumétrica <i>versus</i> deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material reforçado com fibras de 3,3 e 100dtex com 24mm.....	90
Figura 4.6: Curvas resistência <i>versus</i> deformação distorcional e volumétrica <i>versus</i> deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material reforçado por um e por dois tipos de fibra .....	92
Figura 4.7: Curvas resistência <i>versus</i> deformação distorcional e variação volumétrica <i>versus</i> deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material reforçado com fibras de 50mm e 100dtex .....	94
Figura 4.8: Curvas resistência <i>versus</i> deformação distorcional e variação volumétrica <i>versus</i> deformação distorcional, em 100kPa de tensão confinante, do material reforçado com fibras de 100dtex com 50, 36, 24 e 12mm e do material sem reforço.....	95
Figura 4.9: Curvas resistência <i>versus</i> deformação distorcional e variação volumétrica <i>versus</i> deformação distorcional, em 100kPa de tensão confinante, do material reforçado com fibras de 3,3dtex com 50 e 24mm.....	96
Figura 4.10: Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material não reforçado .....	97
Figura 4.11: Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado com fibras de 100dtex com 24mm, equivalente a um índice aspecto de 240 .....	98
Figura 4.12: Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado com fibras de 3,3dtex com 24mm, equivalente a um índice aspecto de 1043 .....	99
Figura 4.13: Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado simultaneamente com fibras de 3,3 e 100dtex com 24mm, equivalente a índices aspecto de 1043 e 240 .....	100
Figura 4.14: Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado com fibras de índice aspecto de 1043 e de 240 .....	101
Figura 4.15: Comparação entre as envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado com fibras de 3,3dtex com 24mm, equivalente a um índice aspecto de 1043, definidas na presente pesquisa e por Casagrande (2005) .....	102
Figura 4.16: Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado com fibras de 100dtex com 50mm, equivalente a um índice aspecto de 500 .....	103

Figura 4.17: Comparação entre as envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado com fibras de 3,3dtex com 24mm, equivalente a um índice aspecto de 1043, e com fibras de 100dtex com 50mm, equivalente a um índice aspecto de 500.....	104
Figura 4.18: Curvas módulo cisalhante <i>versus</i> deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material não-reforçado .....	107
Figura 4.19: Curvas módulo cisalhante <i>versus</i> deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material reforçado com fibras de 100dtex com 24mm.....	108
Figura 4.20: Curvas módulo cisalhante <i>versus</i> deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material reforçado com fibras de 3,3dtex com 24mm.....	109
Figura 4.21: Curvas módulo cisalhante <i>versus</i> deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material reforçado simultaneamente com fibras de 3,3 e 100dtex com 24mm, equivalente a índices aspecto de 1043 e 240 .....	110
Figura 4.22: Comparação entre as curvas módulo cisalhante <i>versus</i> deformação distorcional, para 100kPa de tensão confinante, do material com e sem reforço.....	111
Figura 4.23: Curvas módulo cisalhante <i>versus</i> deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material reforçado com fibras de 100dtex com 50mm.....	112
Figura 4.24: Curvas módulo cisalhante <i>versus</i> deformação distorcional, em 100kPa de tensão confinante, do material reforçado por fibras de 100dtex com 12, 24, 36 e 50mm, equivalentes a índices aspecto de 120, 240, 360 e 500 respectivamente.....	113
Figura 4.25: Distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 24mm não ensaiadas .....	115
Figura 4.26: Distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 24mm após o ensaio com 20kPa de pressão confinante.....	116
Figura 4.27: Distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 24mm após o ensaio com 100kPa de pressão confinante .....	116
Figura 4.28: Distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 24mm após o ensaio com 200kPa de pressão confinante .....	117
Figura 4.29: Distribuição de medidas das fibras de 3,3dtex com 24mm não ensaiadas .....	117
Figura 4.30: Distribuição de medidas das fibras de 3,3dtex com 24mm após o ensaio com 20kPa de pressão confinante.....	118
Figura 4.31: Distribuição de medidas das fibras de 3,3dtex com 24mm após o ensaio com 100kPa de pressão confinante .....	118
Figura 4.32: Distribuição de medidas das fibras de 3,3dtex com 24mm após o ensaio com 200kPa de pressão confinante .....	119

Figura 4.33: Distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 50mm não ensaiadas .....	120
Figura 4.34: Distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 50mm após o ensaio com 20kPa de pressão confinante.....	120
Figura 4.35: Distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 50mm após o ensaio com 100kPa de pressão confinante .....	121
Figura 4.36: Distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 50mm após o ensaio com 200kPa de pressão confinante .....	121
Figura 4.37: Distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 50mm após o ensaio com 400kPa de pressão confinante .....	122
Figura 4.38: Distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 50mm após o ensaio com 550kPa de pressão confinante .....	122
Figura 4.39: Comportamento normalizado $q/p'$ versus dilatância da areia sem reforço e da areia reforçada com fibras de 100dtex com 24 e 50mm sob compressão triaxial a 100kPa de tensão confinante .....	124
Figura 4.40: Comportamento normalizado $q/p'$ versus dilatância da areia reforçada com fibras de 100dtex com 50mm sob compressão triaxial a 100 e 550kPa de tensão confinante .....	125
Figura 4.41: curvas $q$ versus $p'$ normalizadas em relação à pressão equivalente do material não reforçado para diferentes tensões confinantes .....	126
Figura 4.42: curvas $q$ versus $p'$ normalizadas em relação à pressão equivalente do material reforçado com fibras de 100dtex com 24mm para diferentes tensões confinantes .....	127
Figura 4.43: curvas $q$ versus $p'$ normalizadas em relação à pressão equivalente do material reforçado com fibras de 3,3dtex com 24mm para diferentes tensões confinantes .....	128
Figura 4.44: curvas $q$ versus $p'$ normalizadas em relação à pressão equivalente do material reforçado com fibras de 100dtex com 50mm para diferentes tensões confinantes .....	129
Figura 4.45: Superfícies de Hvorslev da areia sem reforço e da areia reforçada (a) com fibras de 100dtex com 24mm, (b) com fibras de 3,3dtex com 24mm e (c) com fibras de 100dtex com 50mm.....	131

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Variáveis investigadas no programa de ensaios triaxiais .....	68
Tabela 3.2: Índices físicos da areia de Osório .....	70
Tabela 3.3: Resumo das propriedades mecânicas das fibras .....	71
Tabela 4.1: Parâmetros de resistência dos materiais estudados relativos às primeiras porções das envoltórias de ruptura.....	106
Tabela 4.2: Parâmetros de resistência dos materiais estudados relativos às segundas porções das envoltórias de ruptura.....	106

## LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

'	Relativo a tensões efetivas
$\delta$	Relativo a incrementos
$\varepsilon_a$	Deformação axial
$\varepsilon_r$	Deformação radial
$\varepsilon_s$	Deformação distorcional
$\varepsilon_v$	Deformação volumétrica
$\phi'$	Ângulo de atrito interno efetivo
$\phi'_c$	Ângulo de atrito interno no estado crítico
$\gamma_s$	Peso específico real dos grãos
$v$	Volume específico
$\lambda$	Declividade da linha isotrópica de compressão no plano $v: \ln p'$
$\Gamma$	Volume específico ou intercepto da LEC para $p' = 1 \text{ kPa}$ , no plano $v: \ln p'$
$\sigma_1, \sigma_3$	Tensões principais maior e menor
$\sigma_a, \sigma_r$	Tensões principais axial e radial
$\eta$	Inclinação da LIC no plano normalizado $q/p'_e: p'/p'_e$
$\psi$	Parâmetro de estado (BEEN & JEFFERIES, 1985)
$\kappa$	Declividade da linha de expansão no plano $v: \ln p'$
$\omega$	Teor de umidade
$\omega_{\text{ótimo}}$	Teor de umidade ótimo de compactação
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
$B$	Parâmetro de poro-pressão de Skempton
$c'$	Intercepto coesivo efetivo
CBR	California Bearing Ratio
CID	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado
CIU	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente não-drenado
$C_c$	Coefficiente de curvatura
$C_u$	Coefficiente de uniformidade
$d$	Diâmetro da fibra

$D_{10}$	Diâmetro efetivo das partículas
$D_{50}$	Diâmetro médio das partículas
dtex	Unidade representativa da espessura dos filamentos (1dtex=1g/10000m)
$E$	Índice de vazios
$e_0$	Índice de vazios inicial
$e_{máx}$	Índice de vazios máximo
$e_{mín}$	Índice de vazios mínimo
$F_a$	Resistência de atrito mobilizada ao longo da fibra
$F_t$	Resistência à tração da fibra
$G$	Módulo de cisalhamento
$G_0$	Módulo de cisalhamento inicial ou elástico
$K_0$	Coefficiente de empuxo sob condições de deformações radiais nulas
$l$	Comprimento da fibra
$l/d$	Índice aspecto ou fator de forma
LEC	Linha do Estado Crítico
LIC	Linha Isotrópica de Compressão
$M$	Inclinação da linha do estado crítico no plano $q:p'$
$N$	Volume específico ou intercepto da LIC para $p'=1\text{kPa}$ , no plano $v:\ln p'$
NBR	Norma Brasileira
$p'$	$(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ ou $(\sigma_a + 2\sigma_r)/3$
$p'_e$	Pressão equivalente
PET	Polietileno tereftalato
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
$Q$	Tensão desvio, $(\sigma_1 - \sigma_3)$ ou $(\sigma_a - \sigma_r)$
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul

## RESUMO

FESTUGATO, L. **Análise do comportamento mecânico de um solo micro-reforçado com fibras de distintos índices aspecto**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Usualmente as propriedades do solo não são adequadas às características e às necessidades de projeto. É apresentada, como alternativa, a técnica de reforço com inclusão de elementos fibrosos à matriz de solo. Nesse sentido, a análise do comportamento mecânico de um solo micro-reforçado com fibras de distintos índices aspecto é objetivada. Para tanto, uma célula de compressão triaxial com medidas internas de deformações é construída, instrumentada e calibrada para realização de ensaios, sob trajetórias de tensões convencionais, em amostras com 100mm de diâmetro e 200mm de altura. O solo, uma areia fina, de granulometria uniforme, é reforçado com fibras de polipropileno com diferentes comprimentos, 12, 24, 36 e 50mm, e diferentes diâmetros, 0,023 e 0,100mm, equivalentes a índices aspecto entre 120 e 2174. As amostras apresentam densidade relativa de 50%, teor de umidade de 10% e adição de 0,5% de fibras em relação à massa de solo seco. Os resultados demonstram a eficácia da utilização do reforço no ganho de resistência das amostras em relação ao material não-reforçado. Dessa forma, os parâmetros de resistência da matriz reforçada apresentam notável aumento. Os valores de ângulo de atrito interno das misturas não são influenciados pelo índice aspecto das fibras. Em contrapartida, os valores de intercepto coesivo dos compósitos são fortemente influenciados pelo índice aspecto dos reforços. Ainda, é verificado um valor de índice aspecto a partir do qual o compósito passa a apresentar comportamento de enrijecimento mais pronunciado, em torno de 300 neste estudo. É verificado, também, que a rigidez da areia não é alterada pela inclusão dos micro-reforços. Semelhantemente, o comportamento dilatante da areia não é sensivelmente afetado pela adição de fibras. Todavia, a relação de tensões final das misturas é reduzida com o aumento da tensão confinante e ampliada com o aumento do índice aspecto das fibras. Por fim, a medida dos comprimentos das fibras antes e após a realização dos ensaios mostra que os reforços não rompem por tração. A interação entre a matriz de solo e as fibras se dá através do deslizamento e do alongamento das fibras.

### Palavras-chave:

Palavras-chave: reforço de solos; ensaios triaxiais; fibras de polipropileno; índice aspecto



## **ABSTRACT**

**FESTUGATO, L. Análise do comportamento mecânico de um solo micro-reforçado com fibras de distintos índices aspecto.** 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The study of the mechanical behavior of a soil micro-reinforced with distinct aspect ratios fibers is the purpose of this investigation. Thus, a triaxial compression cell is built and drained standard triaxial tests on 100mm diameter and 200mm high specimens are carried out. The soil, a uniform fine sand, is reinforced with polypropylene fibers with different lengths, 12, 24, 36 and 50mm, different diameters, 0.023 and 0.100mm, and consequently with a large spectrum of aspect ratios, up to about 2200. The samples are compacted to a relative density of 50% and a water content of 10% with a fiber content of 0.5% by weight of soil. The results show the effectiveness of fiber reinforcement in the strength increase of the samples compared to non-reinforced material. Thus, the parameters of resistance of the reinforced matrix exhibit remarkable increase. The values of mixtures friction angles are not influenced by aspect ratio of the fibers. However, the values of cohesive intercepts of the composites are strongly influenced by fibers aspect ratio. In addition, it is found an aspect ratio value from which the composites present more pronounced strain hardening features, around 300 in this study. It is also found that sand stiffness is not influenced by the micro-reinforcements inclusion. Similarly, the dilation behavior of sand is not significantly affected by fibers addition. However, the mixtures final stress ratio is reduced with the confining pressure increase and with the decrease of fibers aspect ratio value. Finally, the measurement of fiber lengths before and after the tests shows that the reinforcements do not break in tension. The failure is a composite of slippage and yielding of fibers.

### **Keywords:**

Keywords: soil reinforcement; triaxial tests; polypropylene fibers; aspect ratio

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

A grande disponibilidade e o baixo custo tornam o solo um material vastamente empregado. Por se apresentar de forma heterogênea, complexa e variável, com frequência, suas propriedades não se enquadram às características e às necessidades de projeto.

Alternativas para adequar aos requisitos o comportamento do solo local podem abranger desde a alteração de suas propriedades, com a possível inclusão de algum agente estabilizante, até a remoção completa e substituição do material.

Numerosas técnicas de melhoramento das características do solo e, assim, de seu comportamento já são conhecidas e utilizadas. De acordo com Van Impe (1989), o melhoramento do solo é, provavelmente, a mais antiga, porém, do ponto de vista técnico, ainda o mais intrigante de todos os métodos executivos comuns em engenharia civil.

O reforço do solo com fibras, há mais de três mil anos, já era empregado pelos babilônicos. No mesmo período, a inclusão de fibras naturais de bambu ao solo era empregada pelos chineses como técnica de reforço.

A utilização do reforço de solos com fibras se torna atraente em casos onde a resistência pós-pico, a grandes deformações, é requisito de projeto. Destaca-se, como exemplo de aplicação, o reforço de solos sob fundações diretas e em cobertura de aterros sanitários.

A inclusão de fibras aos solos tem sido estudada por diversos pesquisadores nos últimos anos para numerosas aplicações, desde estruturas de contenção até a estabilização de solos sob fundações e pavimentos (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; Freitag, 1986; Maher & Gray, 1990; Fatani *et al.*, 1991; Maher & Ho, 1993; Santoni *et al.*, 2001; Zornberg, 2002).

O aprimoramento da técnica, hoje, pode ser representado pela produção e utilização de fibras sintéticas, poliméricas, para esse fim.

É destacada, na área, a experiência brasileira (Silva *et al.*, 1995; Lima *et al.*, 1996; Bueno *et al.*, 1996; Teodoro & Bueno, 1998; Teodoro, 1999) e a experiência acumulada pelo

PPGEC/UFRGS (Ulbrich, 1997; Consoli *et al.*, 1997, 1998, 1999, 2002, 2003-a, 2003-b, 2003-c, 2004, 2005-a, 2005-b, 2007-a, 2007-b; Montardo, 1999; Feuerharmel, 2000; Specht, 2000; Casagrande, 2001, 2005; Montardo *et al.*, 2002; Homem, 2002; Heineck, 2002; Casagrande & Consoli, 2002, 2004; Casagrande *et al.*, 2002, 2004, 2006, 2007; Specht *et al.*, 2002; Heineck & Consoli, 2002, 2004; Donato, 2003, 2007; Donato *et al.*, 2002, 2004; Vendruscolo, 2003; Heineck *et al.*, 2003-a, 2003-b, 2005, Santos, 2004).

## 1.2 OBJETIVOS

Nesse contexto, objetiva-se analisar a influência, no comportamento mecânico de um solo granular fino, da inclusão de fibras de polipropileno de diferentes comprimentos e diâmetros, ou seja, de distintos índices aspectos (relação entre o comprimento e o diâmetro).

Assim, para análise da inclusão de fibras com elevado comprimento, de até 50mm, faz-se necessária a construção de uma célula de compressão triaxial, com medidas internas de deformações, de dimensões maiores do que as usuais.

A partir do objetivo geral, são estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Estudar o comportamento tensão-deformação de um solo arenoso não-reforçado e reforçado por diferentes tipos de fibras, através de ensaios triaxiais drenados, com carregamento axial a taxa de deformação constante, sob trajetórias de tensões convencionais, em amostras cilíndricas de 100mm de diâmetro e 200mm de altura;
- Avaliar a influência da inclusão das fibras e de seus índices aspecto no ganho de resistência do material reforçado em relação ao material sem reforço;
- Através do estudo das curvas tensão-deformação, investigar a existência de um comportamento de enrijecimento no material reforçado. Definir, então, a partir de qual índice aspecto das fibras adicionadas o comportamento é mais acentuado;
- Analisar, a partir das envoltórias de ruptura, a mudança dos parâmetros de resistência dos materiais em função da adição de diferentes tipos de fibras;

- Identificar a influência da inclusão das fibras na rigidez dos compósitos;
- Investigar a influência da adição concomitante de fibras com diferentes espessuras em relação ao comportamento mecânico do material;
- Analisar as características de alongamento e ruptura, ou não, das fibras após serem solicitadas e submetidas à compressão triaxial para melhor compreender o comportamento solo-fibra e a real atuação e mobilização dos micro-reforços no interior da massa de solo;
- Avaliar a influência da inclusão de fibras com diferentes geometrias no comportamento dilatante do solo;
- Definir as superfícies de estado limite dos materiais e estudar possíveis alterações em função da inclusão de fibras.

### 1.3 DEFINIÇÕES BÁSICAS

Para melhor compreensão do trabalho, alguns conceitos são apresentados:

- *Material compósito* é aquele originado da combinação de dois ou mais materiais que apresentam propriedades que não são encontradas nos materiais que lhe deram origem;
- *Material compósito fibroso* é aquele compósito em que um dos materiais constituintes tem a forma de fibra (filamentos em que uma das dimensões é muito superior às outras duas);
- Os termos *solo* e *fibras* são referidos de forma genérica pelos termos matriz e reforço, respectivamente, nomenclatura usual na ciência dos materiais. A matriz ocupa a maior parte do volume total do compósito.

Uma breve revisão da terminologia descrita por Been et al. (1991) para solos arenosos, utilizada no trabalho, é apresentada:

- *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 temperatura, por exemplo, é de menor importância;

- *Propriedades intrínsecas do material:* podem ser definidas unicamente e são independentes do estado do solo. A granulometria, a mineralogia, a forma do grão, o ângulo de atrito mineral/mineral e o peso específico real dos grãos são exemplos;
- *Propriedades comportamentais:* são medidas em ensaios específicos e dependem do tipo de ensaio, do estado inicial e das propriedades intrínsecas do solo. Incluem ângulo de atrito de pico, dilatância, etc.

## 1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O trabalho está dividido em cinco capítulos, de acordo com as etapas de pesquisa realizadas. É iniciado com este capítulo introdutório, Capítulo 1, seguido do Capítulo 2, onde é apresentada uma revisão da literatura existente, compreendida por tópicos referentes aos principais assuntos abordados nesta pesquisa.

No Capítulo 3, o programa experimental é exposto e a descrição dos materiais utilizados, dos equipamentos e dos métodos de ensaios, é apresentada.

O Capítulo 4 consiste na apresentação e na análise dos resultados dos ensaios triaxiais, considerando aspectos referentes à deformabilidade e à resistência ao cisalhamento dos materiais estudados, executados conforme o planejamento experimental.

As principais conclusões, que representam a síntese do conhecimento adquirido durante a realização deste trabalho, são apresentadas no Capítulo 5, com as sugestões para futuros trabalhos.

São apresentadas, por fim, as referências bibliográficas.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

É apresentada, neste capítulo, uma revisão da literatura sobre a técnica do reforço de solos com fibras, suas definições e propriedades gerais. Um breve histórico dos primeiros trabalhos documentados sobre a utilização de fibras em solos é relatado e, em seguida, é apresentada uma revisão sobre as definições e propriedades gerais relacionadas à melhoria e ao reforço de solos, assim como dos materiais compósitos fibrosos. Aspectos técnicos sobre os mecanismos de interação entre solo e reforço e as alterações do comportamento dos solos causadas pela adição de fibras também são abordados.

Na sequência é apresentada uma breve revisão sobre Teoria do Estado Crítico, através dos conceitos da mecânica dos solos clássica, que é utilizada como referência para a compreensão do comportamento do material em questão.

### **2.2 SOLOS REFORÇADOS**

#### **2.2.1 Fibras como Reforço de Solos**

Numerosas técnicas de melhoramento das características do solo e de seu comportamento já são conhecidas e utilizadas pelo homem. De acordo com Van Impe (1989), o melhoramento do solo é provavelmente a mais antiga, porém, do ponto de vista técnico, ainda o mais intrigante de todos os métodos executivos comuns em engenharia civil. O caso do reforço de solos com fibras é há muito conhecido e empregado pelo homem. Na Antigüidade, hastes de bambu e junco eram empregadas no reforço de tijolos de barro e solos granulares para auxiliar na construção de diversas obras de terra. A pirâmide de Ziggurat e a torre de Agar Quf, na Mesopotâmia (1400 A.C.), foram construídas empregando-se camadas intercaladas de solo e mantas de raízes. Indícios do emprego dessa técnica também são encontrados em partes da Grande Muralha da China e em estradas construídas pelos Incas, no Peru, através do emprego de lã de lhama como reforço, as quais existem até os dias atuais (Palmeira, 1992). Há vestígios da utilização de palha em tijolos de argila, citados no Êxodo (Illston, 1994). São também conhecidas aplicações de mantas de folhas e galhos sobre

camadas de solos moles antes da construção de aterros no interior do Brasil e em outros países.

A utilização de mantas de algodão pelo Departamento de Estradas da Carolina do Sul – EUA, em 1926, foi uma das aplicações que mais se aproxima de um geossintético atual. Vidal (1969) patenteou a técnica denominada “Terra Armada”, quando solos reforçados começaram a ser empregados, onde o reforço de solo consistia na introdução de tiras metálicas conectadas a painéis de concreto que compunham a face do maciço de solo.

Porém, o reforço de solos com fibras, nos moldes atuais, passou a ser investigado há pouco mais de três décadas. A técnica inicialmente desenvolvida enfocava o reforço de solos através de inclusões aleatoriamente distribuídas dentro de uma massa de solo, onde se procurava avaliar o efeito de raízes de plantas na resistência ao cisalhamento dos solos e na estabilidade de taludes (Gray & Ohashi, 1983).

A técnica de reforçar solos com fibras encontra-se inserida na tecnologia dos materiais compósitos, a qual vem despertando um interesse cada vez maior no meio científico. Prova disso se encontra em alguns dos livros mais recentes de engenharia dos materiais, onde os materiais compósitos fibrosos são abordados em capítulos específicos (Taylor, 1994; Hannant, 1994; Hollaway, 1994; Illston, 1994; Johnston, 1994 e Budinski, 1996).

Entende-se por melhoria ou reforço de solos a utilização de processos físicos e/ou químicos que busquem o melhoramento das propriedades mecânicas dos solos. Procura-se, usualmente, o aumento da resistência do solo tratado e a diminuição de sua compressibilidade e de sua permeabilidade. O termo melhoria de solos está associado ao tratamento através de processos químicos, enquanto que o termo reforço está associado à utilização de inclusões em aterros ou taludes (Casagrande, 2005).

Segundo Van Impe (1989), os processos de estabilização podem ser classificados como temporários, permanentes e permanentes com adição de novos materiais. A estabilização temporária consiste naquela limitada a um curto espaço de tempo, geralmente o tempo de execução de uma certa fase da obra, como por exemplo, o congelamento de solos e o rebaixamento do nível freático por drenos ou eletro-osmose. A estabilização permanente sem adição consiste em processos de compactação e tratamento térmico, como a compactação superficial ou profunda. A estabilização permanente de solos com adição de novos materiais

normalmente combina a compactação com adição de um novo material, como estabilização com cal e cimento, injeção de materiais estabilizantes, colunas de brita ou areia, pré-carregamento e uso de drenos verticais, reforços com tiras metálicas ou geossintéticos.

A utilização de geossintéticos no Brasil data do final dos anos 70 e início dos anos 80, com obras envolvendo aplicações em drenagem e filtração e também reforço de solos. Apesar do substancial crescimento do interesse em geossintéticos no país nos últimos anos, este ainda pode ser considerado tímido. Para Palmeira (1992) o desenvolvimento da pesquisa sobre geossintéticos tem contribuído para a utilização destes materiais na geotecnia.

Palmeira (1995) aborda os tipos de geossintéticos disponíveis, sendo estes classificados em geotêxteis, geogrelhas, geomalhas, geomembranas, tiras, fibras, e geocompostos. Os geotêxteis são os mais tradicionalmente conhecidos, sendo compostos de fibras têxteis ordenadas ou dispostas aleatoriamente, e utilizados como elementos de reforço, separação, drenagem, filtração e proteção. As geogrelhas são grelhas plásticas utilizadas como elementos de reforço. As geomalhas são estruturas planas com elevado volume de vazios para utilização como meio drenante. As geomembranas constituem elementos de baixíssima permeabilidade para utilização como barreiras impermeáveis em obras de engenharia civil. Geocomposto foi um termo criado para denominar o material originado da combinação de dois ou mais geossintéticos.

O fibrossolo consiste na mistura de solo e fibras sintéticas para utilização em pavimentos (Specht, 2000; Homem, 2002), aterros sobre solos moles, estabilidade de taludes (Zornberg, 2002) e em fundações superficiais (Casagrande *et al.*, 2002).

### **2.2.2 Compósitos Reforçados com Fibras**

Novos materiais têm sido desenvolvidos atualmente, usualmente baseados em materiais tradicionais com incorporação de elementos de reforço. Para tanto é necessário que as propriedades mecânicas, físicas e químicas dos materiais de constituição e como eles podem ser combinados sejam conhecidos. Para uma melhor abrangência e compreensão do comportamento das fibras como material de reforço, nesse contexto, este item mostra a influência da inclusão de fibras no comportamento mecânico de compósitos cimentados, uma vez que a estabilização com agente cimentante não faz parte dos objetivos almejados nesta



pesquisa, que visa uma melhor compreensão do comportamento solo-fibra, como já mencionado.

Para Taylor (1994), Illston (1994) e Hannant (1994) é consenso que o maior potencial dos materiais compósitos fibrosos está no estado pós-fissuração, onde as fibras contribuem de forma mais efetiva na resistência do material, aumentando assim a sua capacidade de absorção de energia. Isso porque a deformação necessária para causar fissuras numa matriz cimentada é muito inferior à elongação das fibras, nas quais pouco ou nenhum aumento de tensão de fissuração é esperado. Taylor (1994) acredita que para haver um acréscimo de resistência pré-fissuração do compósito, é necessária a utilização de uma fibra mais rígida que a matriz, bem como a aderência do reforço com a matriz deve impedir movimentos relativos entre as partes.

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

Segundo Johnston (1994), as fibras em uma matriz cimentada podem em geral ter dois efeitos importantes. Primeiro, elas tendem a reforçar o compósito sobre todos os modos de carregamento que induzem tensões de tração, isto é, tração indireta, flexão, e cisalhamento, e, secundariamente, melhoram a ductilidade e a tenacidade de uma matriz com características frágeis.

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, os quais são considerados mais importantes pelo autor e que serão enfatizados nesse trabalho, pois as fibras atuam controlando a abertura e o espaçamento entre as fissuras, distribuindo de forma mais uniforme as tensões dentro da matriz.

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

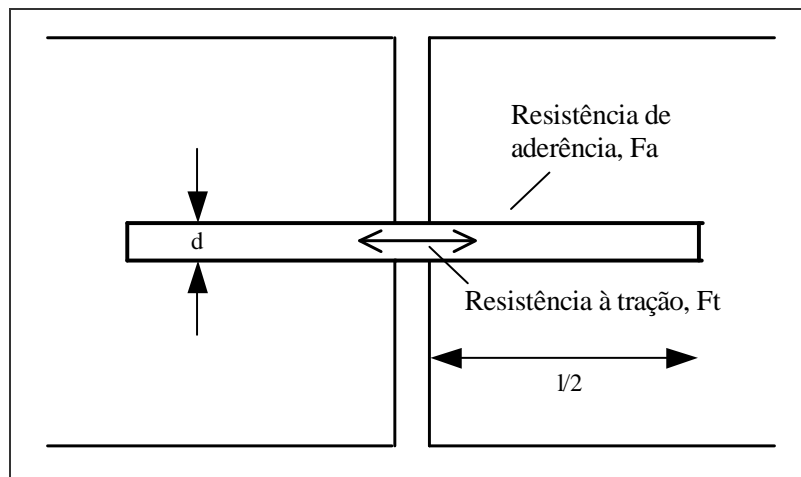
aderência entre as duas fases (Hannant, 1994). Johnston (1994) acrescenta o efeito da orientação e distribuição da fibra na matriz. A orientação de uma fibra relativa ao plano de ruptura, ou fissura, influencia fortemente a sua habilidade em transmitir cargas.

Os principais parâmetros relacionados ao desempenho dos materiais compósitos cimentados 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*: quanto maior o módulo de elasticidade 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 cimentados 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 trativa igual à sua resistência à tração.

Illston (1994) e Taylor (1994) apresentam um equacionamento do equilíbrio de forças idealizado no momento em que a fibra é solicitada no compósito, como demonstra a Figura 2.1.

É evidente a importância não apenas do comprimento da fibra, mas também do diâmetro desta. A relação  $l/d$  (comprimento/diâmetro), ou o índice aspecto ou, ainda, o fator de forma, é proporcional ao quociente entre a resistência à tração da fibra ( $F_t$ ) e a resistência de aderência fibra/matriz ( $F_a$ ). Se a fibra tem uma alta resistência à tração, como por exemplo, 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.



$$\frac{\pi d^2}{4} \cdot F_t = \pi \cdot d \cdot \frac{l}{2} \cdot F_a \quad (2.1)$$

$$\frac{l}{d} = \frac{F_t}{2F_a} \quad (2.2)$$

Figura 2.1: Disposição fibra/fissura idealizada (Taylor, 1994)

### 2.2.3 Tipos de Fibras Utilizadas como Reforço

Numerosos tipos de fibras são utilizados no reforço de solos. As características de comportamento de cada uma delas, as propriedades físicas, químicas e mecânicas, que por sua vez afetam o comportamento do material compósito, estão intimamente relacionadas ao material do qual são compostas e ao seu processo de fabricação (Feurharmel, 2000).

Assim, 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. Essa definição dependerá fundamentalmente das características da matriz a ser reforçada e das características desejadas do material compósito resultante (Casagrande, 2005).

Várias pesquisas têm demonstrado que o uso de materiais de reforço com maior capacidade de alongação tem conduzido à melhores resultados do que quando se utilizam fibras com módulo muito elevado, como 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 grupos: naturais, poliméricas, minerais e metálicas.

#### **2.2.3.1 Fibras Naturais**

Foram os primeiros tipos de fibras a serem empregados pelo homem. 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 100MPa, com módulo de elasticidade entre 10 e 25GPa.

A avaliação da durabilidade dos compostos formados com fibras vegetais é o principal problema a ser investigado, pois podem ser degradadas pela ação de fungos e microorganismos. Segundo Teodoro (1999), a exposição das fibras vegetais em ambientes alcalinos causa uma rápida degradação das fibras, como é o caso, por exemplo, do emprego das fibras vegetais como reforço de materiais cimentados com cimento Portland.

#### **2.2.3.2 Fibras Poliméricas**

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

Atualmente vários formatos de fibras poliméricas têm sido empregados como reforço de solos. Há as chamadas fibriladas, que são as fibras que apresentam um formato trançado quando esticadas transversalmente, projetadas para que se “abram” durante o processo de mistura com o solo.

Vários autores têm estudado tais fibras, a citar Al Wahab & Al-Qurna (1995), Al Wahab & El-Kedrah (1995) e Nataraj *et al.* (1996). Outro formato também utilizado por alguns autores (McGown *et al.*, 1978; Morel & Gourc, 1997) e que se diferencia um pouco do formato de fibra são as malhas, que proporcionam um maior intertravamento com as partículas do solo. Outro tipo, desenvolvido na França, chamado de Texsol, consiste em um filamento contínuo que é distribuído aleatoriamente dentro da massa de solo.

São subdivididas as fibras poliméricas em fibras de polipropileno, de polietileno, de poliéster e fibras de poliamida, descritas a seguir:

- *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). Essas fibras possuem uma grande flexibilidade e tenacidade em função de sua constituição; seu módulo de elasticidade gira em torno de 8GPa (menor que qualquer outra fibra) e sua resistência à tração é de aproximadamente 400MPa. Além disso, possuem elevada resistência ao ataque de várias substâncias químicas e aos álcalis (Taylor, 1994). Tais características conferem aos materiais a que estas fibras são incorporadas uma substancial resistência ao impacto;
- *Fibras de Polietileno*: as fibras de polietileno têm um módulo de elasticidade baixo, são fracamente aderidas à matriz cimentada 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 alongações e deflexões podem ocorrer ao longo do tempo (Hannant, 1994). Procurando minimizar o problema da baixa aderência e módulo, tem sido desenvolvido o polietileno de alta densidade;

- *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, cuja sigla é PET. É o material constituinte das garrafas plásticas de refrigerantes, águas minerais e óleos de cozinha, entre outros.
- *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 esticadas e reforçadas durante o processo de manufatura, altas resistências e módulos de elasticidade podem ser alcançados, como é o caso do Kevlar (Taylor, 1994). A fibra de poliamida aromática, comercialmente conhecida por Kevlar, é a fibra orgânica de maior sucesso. Existem dois tipos de Kevlar, o Kevlar 29, cuja resistência mecânica é da ordem de 3000MPa e o módulo de elasticidade médio é de aproximadamente 64GPa, e o Kevlar 49, cuja resistência é a mesma do anterior, mas seu módulo é de 300GPa (Hollaway, 1994).

### 2.2.3.3 Fibras Minerais

Dentre as fibras minerais, são citadas as de carbono, de vidro e de amianto, apresentadas a seguir:

- *Fibras de Carbono*: baseada na resistência das ligações entre os átomos de carbono e na baixa densidade, as fibras de carbono apresentam alta resistência à tração e módulo de elasticidade em torno de 420GPa. Características que tornam imprescindível uma grande aderência entre a matriz e as fibras (Taylor, 1994).
- *Fibras de Vidro*: as fibras de vidro são geralmente manufaturadas na forma de fios compostos de centenas de filamentos individuais justapostos. O diâmetro dos filamentos individuais é geralmente da ordem de 10 $\mu$ 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.

- *Fibras de Amianto*: as fibras de amianto apresentam resistência à tração em torno de 1000MPa e módulo de elasticidade em torno de 160GPa, e apresentam uma ótima aderência com uma matriz composta por cimento. Seu diâmetro é muito pequeno, da ordem de 1 $\mu$ m (Taylor, 1994). Essa fibra, quando cortada, libera partículas muito pequenas, em função do seu reduzido diâmetro, que danificam os alvéolos pulmonares se aspiradas pelo homem. Assim, sua utilização na construção civil é proibida em muitos países.

#### **2.2.3.4 Fibras Metálicas**

As fibras de aço conduziram a um número considerável de pesquisas como método de melhoria das propriedades mecânicas de materiais de construção. As fibras de aço utilizadas na construção civil apresentam índice aspecto na faixa de 30 a 50, comprimento variando de 10,0 a 76,2mm e diâmetro entre 0,13 e 0,90mm. A ruptura do compósito é normalmente associada ao arrancamento da fibra e não a sua ruptura.

A resistência à tração da fibra é da ordem de 1100MPa e o módulo de elasticidade é de 200GPa. Este tipo de fibra tem uma grande variedade de formatos para aumentar a resistência ao arrancamento. Dependendo do meio a que estão inseridas, podem apresentar problemas de 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).

#### **2.2.4 Interação Solo-Fibra – Estudos Experimentais**

Os fatores que afetam o comportamento do compósito solo-fibra são muito complexos. São inúmeras as combinações de variáveis que alteram de forma significativa os mecanismos de interação. Para uma dada combinação de variáveis, o resultado obtido pode ser o desejado para uma dada aplicação do compósito, porém, pode não ser para outra. Com o conhecimento das mudanças na estrutura do material reforçado com fibras em relação ao solo sem fibras, pode-se avaliar até que ponto o comportamento mecânico dos solos reforçados pode ser explicado pelas mudanças nos parâmetros usuais empregados para solos não reforçados.

As características de resistência e de deformabilidade do elemento de reforço têm uma influência fundamental no comportamento tensão-deformação do solo reforçado. McGown *et*

*al.* (1978) propuseram a divisão de reforço de solos em inclusões extensíveis e não-extensíveis. O elemento de reforço extensível tem deformação de ruptura maior que a máxima deformação de tração no solo sem reforço. Sua principal função é de aumentar a ductilidade e diminuir a perda de resistência pós-pico, além do acréscimo de resistência mecânica. Já o elemento de reforço não-extensível tem deformação de ruptura menor que a máxima deformação de tração no solo sem reforço, confere ganho de resistência mecânica, porém, rupturas catastróficas podem ocorrer se o reforço romper.

As fibras somente passam a exercer uma ação efetiva dentro da massa de solo quando esta, submetida a esforços externos, sofre deformações. O funcionamento das fibras como elementos de reforço é então comandado pelas características de deformabilidade do solo e pela forma de distribuição destas deformações, que dependem do tipo de solicitação ao qual o material está sendo submetido.

Procurando compreender melhor esse processo, os autores citados estabeleceram uma analogia entre o elemento de reforço de solo e uma estaca cravada. Conforme a Figura 2.2, em sistemas de estacas, pode existir estacas comprimidas ou tracionadas, dependendo das forças externas aplicadas a estas. As estacas, por sua vez, induzem deformações à massa de solo. Já no sistema de solo reforçado ocorre o contrário, carregamentos externos de compressão ou alívio de tensões agem na massa de solo provocando deformações internas que acabam por transferir esforços para os elementos de reforço. Porém, as deformações internas do solo envolvidas nestas condições não são analogamente correspondentes às envolvidas no sistema de estacas.

Os mesmos autores observam que, para o máximo benefício das inclusões, estas devem estar dispostas na direção das deformações principais dentro da massa de solo e que a adesão entre solo e reforço e as características de deformação e resistência são parâmetros muito importantes na definição do comportamento do material compósito. Ao serem submetidas a esforços de tração, as fibras transferem esforços para o solo, provocando uma redistribuição de tensões e, portanto, de deformações no interior do solo.



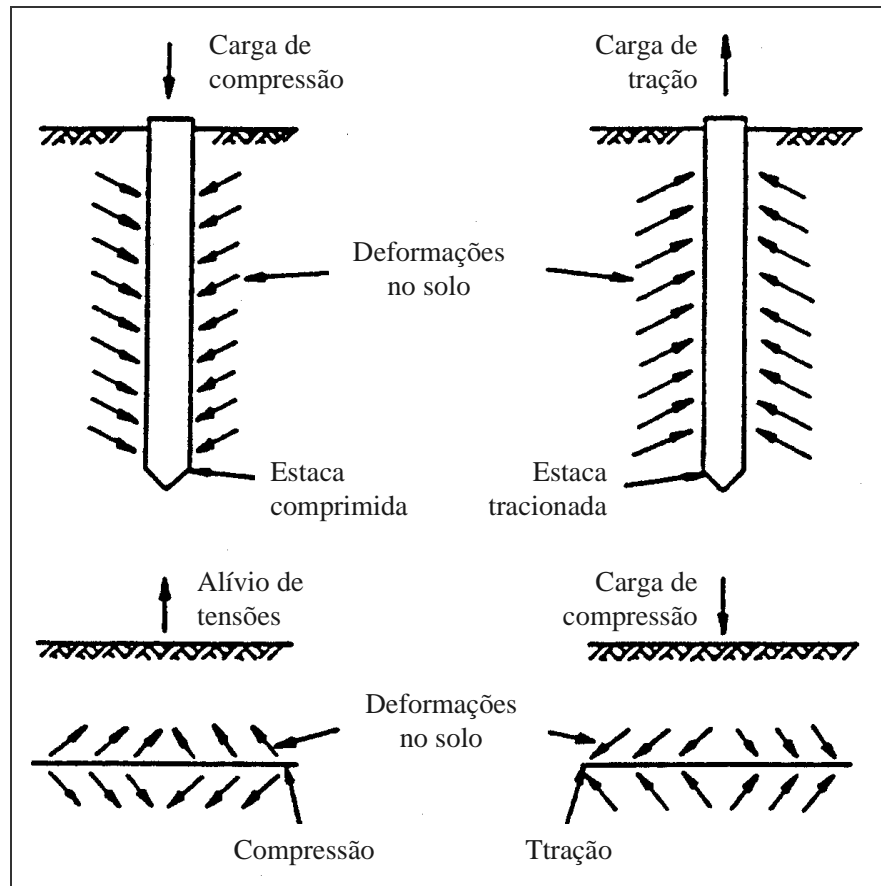


Figura 2.2: Comparação de estaca com elemento de reforço de solo (McGown *et al.*, 1978)

Para reforços inextensíveis, quando apresentam deformações de ruptura menores que a máxima deformação de tração do solo sem inclusões, tal efeito se dá até a ruptura dos mesmos, momento a partir do qual o comportamento volta gradualmente ao do solo não reforçado. Para reforços extensíveis, quando apresentam deformações de ruptura maiores que a máxima deformação de tração do solo não reforçado, tal efeito se faz presente praticamente ao longo de toda a curva tensão-deformação, para níveis de deformação menores e maiores que a deformação de pico do solo não-reforçado. Com base nas considerações obtidas a partir da analogia com uma estaca cravada e em alguns resultados experimentais, os autores postularam que, para areias reforçadas, assumindo não haver deslizamento entre solo e reforço, os efeitos do reforço constituirão num aumento da capacidade de suporte ou numa redução das deformações do sistema em relação ao solo sem reforço.

Um modelo teórico para prever o comportamento de uma areia reforçada com fibras foi proposto por Gray & Ohashi (1983). Ensaio de cisalhamento direto foram executados com

areia, nos estados fofo e denso, reforçada com fibras naturais, sintéticas e metálicas. Os resultados mostraram que a inclusão da fibra aumentou a resistência ao cisalhamento de pico e reduziu a queda pós-pico. Foi possível observar a existência de uma tensão de confinamento crítica onde, abaixo desta, as fibras são arrancadas e, acima desta, as fibras são alongadas. As fibras com módulo baixo comportaram-se como uma inclusão extensível, ou seja, não romperam durante o ensaio. O aumento do comprimento das fibras resultou num aumento da resistência, porém, esse aumento é verificado até um certo limite, a partir do qual, este efeito não é mais observado.

A orientação das fibras com relação à superfície de cisalhamento também é considerada no modelo. Na Figura 2.3 são apresentados resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados pelos autores mencionados anteriormente. Como se pode observar, a inclinação de  $60^\circ$  em relação ao plano de ruptura representa a maior contribuição em termos de resistência e a inclinação de  $120^\circ$  representa a redução da resistência ao cisalhamento.

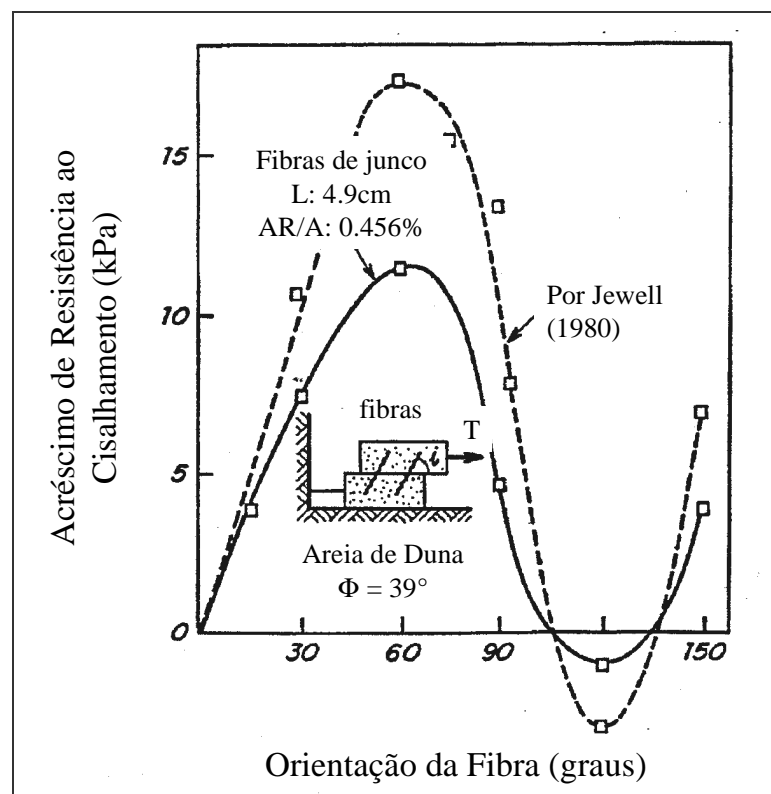


Figura 2.3: Acréscimo de resistência em função da inclinação da fibra (Gray & Ohashi, 1983)

Freitag (1986) examinou os efeitos da inclusão de fibras na resistência à compressão simples de um solo residual de calcário compactado segundo uma larga faixa de teores de umidade. Foram usadas três fibras sintéticas diferentes: uma de nylon (descartada no início dos trabalhos por dificuldades de mistura), uma de polipropileno (com 0,20mm de diâmetro) e outra também de polipropileno chamada Fibermesh (0,10mm de diâmetro). As fibras mediam 20mm de comprimento e o teor adicionado foi de 1% em volume. Os resultados indicaram que houve aumento da resistência à compressão não confinada, principalmente para teores de umidade próximos à ótima e no ramo úmido da curva de compactação. As curvas tensão-deformação mostraram que o solo reforçado rompe em uma deformação bem superior à do solo não reforçado, sendo capaz de absorver maior energia de deformação.

McGown *et al.* (1988) estudaram a influência da adição de malhas de polipropileno na resistência de um solo granular. A adição do reforço aumentou de forma considerável a resistência do solo obtida em ensaios triaxiais e ensaios de placa em escala reduzida. O intertravamento entre o solo e o reforço alterou os parâmetros de resistência e de deformabilidade, sendo mais pronunciado para teores maiores de reforço.

Gray & Maher (1989) salientam que uma massa de solo reforçada com fibras discretas distribuídas aleatoriamente utiliza processos tradicionais de mistura do solo estabilizado com cimento, cal ou outro aditivo. O mesmo pode-se dizer para o processo de compactação. Uma das principais vantagens de fibras distribuídas aleatoriamente é a manutenção da resistência isotrópica e a ausência de planos de fraqueza que podem ser desenvolvidos em sistemas de reforço orientado. Nesse trabalho, foi analisada a influência de diversos parâmetros das fibras e dos solos sobre o comportamento tensão-deformação das misturas. Os autores verificaram a existência de uma tensão de confinamento crítica. No estudo, o aumento da relação  $l/d$  resulta na redução desta tensão de confinamento crítica e torna mais efetivo a contribuição da fibra no aumento da resistência ao cisalhamento, porém, o crescimento da resistência ao cisalhamento com o aumento do teor de fibra é observado até um certo limite.

Shewbridge & Sitar (1989) avaliaram o mecanismo de desenvolvimento da zona de cisalhamento de um solo granular reforçado com vários tipos de fibras. Foram realizados ensaios em equipamento de cisalhamento direto cujas dimensões eram maiores que as convencionais. Para o solo reforçado, a zona de cisalhamento era mais larga e aumentava com a concentração, rigidez e aderência entre o solo e o reforço.

A técnica de reforço alvo de grande parte dos trabalhos mais recentes é o emprego de fibras discretas aleatoriamente distribuídas, em função de duas grandes vantagens em relação aos solos reforçados com inclusões orientadas, contínuas ou não: minimiza o surgimento de qualquer tipo de anisotropia e não induz planos preferenciais de fraqueza (Maher & Gray, 1990). As características almeçadas com a inclusão de fibras nem sempre são relacionadas a um aumento da capacidade de suporte do material. Numerosos 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.

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 do qual a parcela friccional atinge o mesmo patamar do solo sem reforço, correspondendo à 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 de confinamento 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.

Após um amplo programa experimental, os mesmos autores citados concluíram que o aumento da resistência é função das propriedades da areia (gradação, tamanho e forma das partículas) e da fibra (teor, índice aspecto e módulo). A resistência diminui com o aumento do tamanho médio e da esfericidade das partículas de areia, por outro lado, há um acréscimo da resistência com o aumento do coeficiente de uniformidade da areia, do teor de fibras, do módulo das fibras e da relação  $l/d$ . O modelo proposto pelos autores para prever o comportamento do solo reforçado com fibras é baseado num modelo aplicado a concreto reforçado com fibras. Em geral, há um razoável ajuste entre os valores experimentais e os previstos pelo modelo. Entretanto, ainda há a necessidade de um melhor refinamento do modelo, principalmente em relação à estimativa da espessura da zona de cisalhamento. Concordando, Gray & Al-Refeai (1986) concluíram que quanto menor a rugosidade superficial das fibras maior é a tensão de confinamento crítica. Da mesma forma, Gray & Ohashi (1983) concluíram que quanto maior a esfericidade das partículas maior é a tensão

crítica. Ranjan & Charan (1996) observam ainda que a tensão crítica diminui com o aumento do índice aspecto.

Fatani *et al.* (1991) realizaram ensaios de cisalhamento direto para avaliar o comportamento de uma areia siltosa reforçada. Os elementos de reforço consistiam de fibras metálicas flexíveis, semi-rígidas e rígidas. A influência da orientação das fibras segundo o plano de cisalhamento foi investigada. Reforços posicionados a 90° em relação ao plano de cisalhamento e distribuídos aleatoriamente são mais efetivos no aumento da resistência.

Maher & Ho (1993) estudaram o comportamento de uma areia artificialmente cimentada reforçada com fibras de vidro distribuídas aleatoriamente. Ensaio triaxiais foram executados sob carregamento estático e cíclico. A resistência à tração do material cimentado reforçado também foi avaliada pelo método brasileiro através do ensaio de determinação da resistência à tração por compressão diametral. A inclusão das fibras aumentou significativamente a resistência de pico da areia cimentada. O aumento do comprimento e do teor de fibras aumentou a resistência a baixas tensões de confinamento; aumentou o índice de fragilidade, porém, houve uma redução com o acréscimo da tensão de confinamento; aumentou a capacidade de absorção de energia; aumentou o intercepto coesivo e o ângulo de atrito interno; e aumentou significativamente a resistência à tração da areia cimentada. Com a adição das fibras também houve um aumento do número de ciclos e da magnitude das deformações necessárias para causar a ruptura da areia cimentada.

As propriedades mecânicas de um compósito caulinita/fibra foram estudadas por Maher & Ho (1994) através de ensaios de compressão não confinada, de compressão diametral e de flexão. Foram utilizadas fibras de polipropileno, vidro e celulose. Observou-se que a inclusão aleatória das fibras aumentou significativamente a resistência e a ductilidade do compósito, sendo este aumento mais pronunciado para baixos teores de umidade. Para o mesmo teor de reforço, fibras mais curtas são mais numerosas dentro da matriz e existe uma maior possibilidade de elas estarem presentes na superfície de ruptura contribuindo para o aumento da resistência. Todavia, após a ruptura, as fibras mais curtas são arrancadas mais facilmente, o que denota a importância de fibras mais longas quando se deseja melhorar a ductilidade e a capacidade de absorção de energia.

Silva *et al.* (1995) realizaram ensaios de compactação, de compressão não-confinada e ensaios de placa para verificar a influência da inclusão de fibras (laminetes plásticos de

3,6mm de largura, 0,2mm de espessura com 5, 10 e 20mm de comprimento) em um solo argiloso e outro arenoso. Os autores verificaram que não há mudanças significativas nos parâmetros de compactação quando as fibras são adicionadas, nem problemas para compactar os solos estudados. A resistência à compressão não confinada do solo argiloso reforçado com inclusões foi sempre superior ao valor correspondente ao solo sem inclusões, independente do teor e do comprimento das inclusões. O solo arenoso é sensível às variações de comprimento e teor, e várias combinações destas duas variáveis podem determinar um comportamento melhor ou pior do solo reforçado em relação ao do solo sem inclusões. Ensaio de placa também acusaram aumento da capacidade de suporte dos solos quando reforçados com os laminetes plásticos.

Ranjan & Charan (1996) realizaram uma série de ensaios de compressão triaxial em solos granulares reforçados com fibras naturais e sintéticas distribuídas aleatoriamente para estudar a influência das características das fibras (teor, relação  $l/d$ , superfície de fricção) e das propriedades dos solos na resistência ao cisalhamento. Baseados nos resultados obtidos os autores constataram a existência da tensão confinante crítica e que, aumentando a relação  $l/d$ , a tensão confinante crítica reduz de valor, ou seja, as fibras serão suscetíveis ao arrancamento somente em um intervalo pequeno de tensão de confinamento.

Nataraj *et al.* (1996) apresentaram os resultados de uma série de ensaios de laboratório em um solo arenoso e outro argiloso reforçados com fibras de polipropileno distribuídas aleatoriamente. Com a adição de fibras não houve alterações significativas nos parâmetros de compactação do solo, porém, houve um aumento da resistência ao cisalhamento das areias, sendo o aumento mais pronunciado para maiores teores de fibras. Independentemente do solo estudado, foi observado que a inclusão das fibras aumentou a resistência à compressão não confinada. Tanto o solo arenoso quanto o argiloso apresentaram valores de CBR maiores com a inclusão das fibras.

Preocupados com a quantidade de resíduos plásticos e a necessidade de fazer uso deles, Omine *et al.* (1996) investigaram as propriedades mecânicas de um solo argiloso cimentado reforçado com pedaços de plástico e com pedaços de garrafas PET por meio de ensaios de compressão não confinada. Foi avaliado o efeito da esbeltez dos pedaços de plásticos e o efeito do teor de cimento. Os autores concluíram que a adição de pedaços de plásticos aumenta a resistência à compressão não-confinada, sendo este aumento mais pronunciado

para pedaços de plásticos mais esbeltos. Porém, para maiores teores de cimento, a adição do reforço reduziu a resistência. Os resultados dos ensaios obtidos por Li & Mitchell (1988) mostraram que o reforço em formato de malha (fibras poliméricas) e com ancoragens (fibras metálicas) apresentam os melhores resultados, dobrando a resistência ao cisalhamento quando se compara uma areia fracamente cimentada (3% de cimento) com e sem reforço. De maneira geral, todas as inclusões aumentaram a ductilidade do material permitindo uma maior absorção de energia.

Ulbrich (1997) e Consoli *et al.* (1998) avaliaram o efeito da inclusão de fibras de vidro em um solo arenoso artificialmente cimentado e não cimentado através de ensaios de compressão não-confinada, diametral e triaxiais drenados. Fibras relativamente rígidas (vidro e PET) exercem efeito mais pronunciado na resistência de pico, ao passo que fibras relativamente flexíveis (polipropileno) exercem efeito mais pronunciado no modo de ruptura e no comportamento último. Considerações semelhantes também foram feitas por Consoli *et al.* (2002) quando 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.

Teodoro & Bueno (1998) avaliaram o comportamento de dois solos reforçados com fibras curtas de polipropileno. Foram avaliados 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 fissuramento deste material quando submetidos à variação térmica. Os autores verificaram que a inclusão de fibras curtas de polipropileno ao solo melhora sua resistência ao cisalhamento e reduz a queda de resistência pós-pico. Observou-se que, no solo arenoso, as envoltórias tendem a ser bilineares à medida 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 o fissuramento.

Montardo (1999) e Montardo *et al.* (2002) 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. Foram utilizados para este fim uma areia fina uniforme, cimento Portland (CP V – ARI) e fibras de polietileno tereftalato (PET) obtidas a partir do reprocessamento de garrafas plásticas descartáveis. Os autores observaram

que a inclusão de fibras teve uma influência significativa nas propriedades mecânicas do solo cimentado, aumentando a resistência à compressão não-confinada e à tração por compressão diametral, sendo este aumento mais pronunciado para maiores porcentagens de fibra. O efeito do comprimento da fibra, porém, mostrou-se nulo. Quanto ao comportamento na compressão triaxial, verificou-se o aumento da tensão desvio de pico, tanto com a porcentagem como com o comprimento das fibras, resultando de um aumento no ângulo de atrito de pico. Concluíram também que o reforço da areia cimentada com fibras PET resultou na melhoria do comportamento pós-pico, com o aumento da tensão desvio última e, embora tenha reduzido sensivelmente o índice de fragilidade do solo cimentado (de forma mais acentuada para o comprimento de fibra maior), não alterou expressivamente o modo de ruptura do material. A rigidez inicial não foi afetada pela inclusão das fibras, sendo esta uma função basicamente do nível de cimentação.

Murray *et al.* (2000) executaram ensaios de compactação e de compressão triaxial para avaliar as características de compactação e o potencial de deformação de um solo silto-arenoso reforçado com fibras de carpete recicladas e fibras de polipropileno fibriladas, distribuídas aleatoriamente. Inclusões de fibras discretas aumentaram a resistência de pico significativamente reduzindo a perda de resistência pós-pico, mudando em alguns casos, o comportamento do material, de rígido para dúctil. Os ensaios de compactação indicaram que o peso específico seco máximo diminuiu, aumentando o teor de umidade ótimo, com o aumento do teor de fibra. Os ensaios triaxiais revelaram que ambos os tipos de fibras aumentaram a resistência na ruptura e modificaram a taxa de deformação de um solo silto-arenoso. Não foi observado um teor de fibra ideal para o material reforçado com fibras de carpete recicladas, porém, para as fibras de polipropileno, esse teor é de aproximadamente 1%, e as perdas de resistência referentes à saturação são reduzidas no solo reforçado.

Specht (2000) avaliou os efeitos da inclusão de fibras poliméricas de diferentes propriedades mecânicas, uma em forma de filamentos e outra fibrilada (formada por pequenos filamentos unidos), sobre as propriedades de resistência e deformabilidade de um solo residual artificialmente cimentado sob condições de carregamento estático e dinâmico. O autor concluiu que as fibras extensíveis (em forma de filamentos) foram mais efetivas na melhoria das características pós-ruptura do compósito aumentando de forma expressiva a tenacidade, a ductilidade e a vida de fadiga. Entretanto, as fibras de caráter inextensíveis (fibriladas) foram mais efetivas na redução da deformabilidade e no aumento de resistência de



pico. Estruturas de pavimento semi-rígido foram dimensionadas onde se observou uma significativa redução na espessura da camada cimentada quando da utilização de 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 a adição de fibras de polipropileno provocou reduções no 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. Quanto à resistência ao cisalhamento, concluiu que o comportamento resistente dos solos não-cimentados reforçados pode ser dividido em três etapas, uma inicial, onde o comportamento é controlado pela matriz de solo, uma etapa intermediária, na qual o comportamento do material compósito é comandado juntamente pela matriz e pelos elementos de reforço, e uma etapa final, onde o comportamento do material é comandado exclusivamente pelas fibras. Para os solos não-cimentados, cujas deformações se distribuem por toda a amostra, também conclui que 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.

Estudos experimentais realizados por Casagrande (2001) e Casagrande & Consoli (2002) em areia siltosa reforçada com fibras de polipropileno mostraram um crescimento constante da resistência com o aumento da deformação axial, caracterizando um comportamento elasto-plástico de enrijecimento. Segundo os autores, as fibras passaram a contribuir de forma mais significativa para o acréscimo da resistência a partir de 2,5% de deformação axial.

Santoni *et al.* (2001) investigaram o efeito de numerosas variáveis no desempenho de amostras de areias reforçadas por fibras aleatoriamente distribuídas. Através de ensaios de compressão simples em seis diferentes areias, reforçadas com quatro tipos de fibras, com cinco comprimentos, seis diâmetros, em cinco taxas de dosagens, verificaram o significativo acréscimo da resistência não-confinada das amostras reforçadas. Em termos do ganho de

resistência, são verificados o comprimento ideal de 51mm para as fibras e uma taxa de dosagem ótima situada entre 0,6 e 1,0% em relação à massa de solo seco. Os autores, ainda, verificam a melhora no comportamento das amostras reforçadas, tanto no ramo úmido como no ramo seco da curva de compactação, e afirmam que a inclusão de até 8% de silte, em massa, não afeta o desempenho das misturas. Para taxas de dosagem de fibras entre 0,6 e 1,0%, as amostras apresentaram comportamento de enrijecimento, caracterizado pelo aumento da resistência à compressão não-confinada com correspondente aumento da deformação; para taxas inferiores a 0,6%, tal comportamento não é verificado.

Zornberg (2002) propôs uma metodologia para analisar o equilíbrio limite de solos reforçados através de uma caracterização estrutural independente, do solo e das fibras, baseando-se em um equacionamento de estruturas discretas. Tal metodologia contrapõe a análise tradicional de solo reforçado com fibras, que usa ensaios de laboratório para a caracterização das propriedades deste, ou seja, este método tem por finalidade analisar distintamente as características do solo (peso específico, coesão e ângulo de atrito), e das fibras (comprimento, diâmetro, peso específico e resistência à tração), a fim de estudar as suas atribuições para a análise de distribuição de tensões. Porém uma discussão proposta por Heineck & Consoli (2004), mostra que a precisão de parâmetros através deste equacionamento somente é válida quando a ruptura é governada pelo arrancamento das fibras, não pela ruptura destas, em tensões superiores à crítica, havendo uma superestimação do intercepto coesivo, enquanto o ângulo de atrito permanece praticamente inalterado. Segundo os autores citados, a diferença entre os parâmetros obtidos experimentalmente e analiticamente é possivelmente causada por características das fibras e índices aspecto distintos do programa de ensaios utilizado.

O comportamento hidráulico e mecânico de novos materiais geotécnicos compósitos, tentando adequar suas características à utilização em barreiras hidráulicas, foi analisado por Heineck (2002). Fibras de polipropileno de 24 mm de comprimento e bentonita foram adicionadas a amostras compactadas de solo, cinza, areia e caulim. Uma análise conjunta com ensaios de condutividade hidráulica indicou a utilização do material compósito (caulim e fibras) como *liners* de cobertura ou de fundo, até mesmo em casos de resíduos perigosos. Prosseguindo o estudo, Heineck *et al.* (2003-a) e Heineck *et al.* (2005) avaliaram a contribuição de fibras para grandes deformações de cisalhamento (ensaios do tipo *ring shear*), acima dos valores usuais em testes padrões de laboratório, bem como a avaliação da

influência da inserção de fibras em solos para pequeníssimas deformações (ensaios triaxiais com *bender elements*). Os resultados mostraram que a influência do reforço fibroso nos solos continua após grandes deformações de cisalhamento, não havendo perda de resistência mesmo para deslocamentos horizontais da ordem de 250mm e que a introdução de fibras de polipropileno não influencia a rigidez inicial dos materiais estudados.

O estudo realizado por Donato (2003) seguido por Donato *et al.* (2002 e 2004) teve como propósito avaliar o comportamento mecânico de concreto compactado com rolo com adição de fibras de polipropileno. A partir dos resultados de ensaios de resistência à compressão simples e triaxial pode-se observar que as fibras provocam uma queda do módulo inicial dos compósitos estudados, tanto para os cimentados, quanto para os não cimentados, levando a uma melhoria significativa na resistência à compressão e na ductilidade do material reforçado, bem como reduções da rigidez inicial e do índice de fragilidade do material, sendo estas modificações de comportamento tão mais efetivas quanto mais fina a granulometria da matriz. Além disso, um aumento considerável da resistência à tração foi observado através dos resultados de ensaios de resistência à tração por compressão diametral.

Vendruscolo (2003) verificou a influência da adição de fibras de polipropileno no comportamento de um solo arenoso cimentado e não cimentado através de ensaios triaxiais e concluiu que a influência desta inclusão sobre as propriedades mecânicas do compósito depende fundamentalmente das propriedades da matriz, onde o efeito da adição de fibras é mais evidente para maiores comprimentos e maiores teores de fibras, sendo mais pronunciado para materiais compósitos com maiores pesos específicos. O autor cita também que a influência das fibras na resistência de pico e última do material depende do diâmetro das fibras e da distribuição granulométrica do solo.

Um amplo estudo realizado por Consoli *et al.* (2004) avaliou o comportamento de uma areia cimentada e não cimentada reforçada com fibras de vidro, de poliéster e de polipropileno. A influência das fibras de poliéster e vidro é perceptível na redução da rigidez e no aumento do ângulo de atrito interno de ambas as matrizes (cimentada e não cimentada). A redução da fragilidade e do valor de intercepto coesivo acentua-se para o compósito cimentado. Por outro lado, as fibras de polipropileno reduziram drasticamente o índice de fragilidade da areia cimentada, mudando o modo de ruptura de frágil a dúctil, para o maior comprimento de fibra estudado (36mm), com o aumento da capacidade de energia absorvida,

fato este não observado para os outros tipos de fibra estudados. Ou seja, não é possível estabelecer regras de comportamento sem o conhecimento prévio das propriedades dos materiais envolvidos.

Santos (2004) desenvolveu um equipamento de compressão confinada com medição de tensão lateral e avaliou o comportamento, sobre a trajetória de tensões com deformações radiais nulas, de uma areia e de misturas de areia-fibra, considerando a influência da adição de fibras de diferentes comprimentos. Os resultados mostraram que a inclusão de fibras torna-se cada vez mais significativa com o aumento das tensões e que a variação do comprimento das fibras também tem efeito sobre a trajetória de tensões, sendo maior a influência quanto maior for o comprimento. Também mostram os resultados que a tensão lateral diminui com a inclusão de fibras, sendo esta redução cada vez mais significativa com o aumento das tensões verticais e proporcional ao comprimento das fibras. O autor afirma, ainda, que a presença de fibras modifica o comportamento tensão-deformação no carregamento, principalmente nas tensões iniciais, e praticamente mantém a mesma forma da curva da areia sem fibras nas tensões maiores e no descarregamento. Os valores de  $K_0$  diminuem com a inclusão de fibras e com o aumento do comprimento das mesmas para todos os níveis de tensão tanto no carregamento quanto no descarregamento, mantendo-se praticamente constantes no carregamento e crescendo no descarregamento.

Casagrande (2005) realizou ensaios de prova de carga em placa com o objetivo de investigar a contribuição de fibras de polipropileno na mobilização de resistência de um solo arenoso fino, para diferentes níveis de densidade de compactação. Os resultados mostraram que as camadas compactadas com maior densidade apresentaram características relacionadas ao mecanismo de ruptura generalizada e para as menores densidades foi observada ruptura localizada, constituída por superfícies de deslizamento em forma de cunha, que se iniciaram junto às bordas da placa, com um levantamento expressivo do solo ao redor desta após grandes deslocamentos. Foi verificado que a inclusão do reforço fibroso melhorou significativamente a resposta do solo e a variação da densidade relativa das camadas teve um forte efeito sobre a resistência do material reforçado com fibras, onde o ganho de resistência era mais pronunciado quanto mais densa fosse a mistura. Segundo o autor, as fibras inibem a propagação de fissuras, distribuindo as tensões em uma área maior, conseqüentemente, o acréscimo de resistência pela adição das fibras ao solo se deve à inibição da formação e propagação de possíveis bandas de cisalhamento.

Através de ensaios do tipo ring shear, Casagrande *et al.* (2006) avaliaram o comportamento de misturas de uma bentonita reforçada com fibras de polipropileno. Os autores observaram que a inclusão aleatória das fibras aumentou a resistência ao cisalhamento de pico do solo, porém o ganho de resistência era reduzido a deformações maiores e as resistências residuais dos materiais com e sem reforço eram similares. O aumento da resistência de pico foi percebido com o aumento do comprimento e da quantidade de fibras. Os autores verificaram, após a realização dos ensaios, que as fibras sofreram alongamento e, predominantemente, ruptura. Todavia, uma discussão proposta por Fox (2007), em função da dificuldade de mistura do solo com as fibras, sugeriu, em substituição ao reforço com fibras, por serem mais resistentes, a utilização de geocompósitos com bentonita reforçados por fibras. Em resposta, Casagrande *et al.* (2007) afirmaram que o mesmo ganho de resistência seria observado na bentonita se fosse reforçada com fibras do mesmo tipo e em mesma quantidade do que no geocompósito fibroso.

Donato (2007) estudou a distribuição de tensões em um solo arenoso reforçado com fibras de polipropileno através de ensaios de prova de carga em placa circular, com medidas diretas de tensão pelo uso de células de tensão total. Calibrações em laboratório foram realizadas para avaliar os fatores que afetam as medições de tensões em células de tensão total inseridas no solo. O Método dos Elementos Finitos foi também utilizado para simular numericamente a distribuição de tensões dentro de câmaras de calibração. Nos ensaios de placa pode-se observar que o comportamento carga-recalque do solo arenoso é significativamente influenciado pela adição de fibras, aumentando a capacidade de suporte deste e alterando os mecanismos de ruptura. As medidas de tensões mostram uma mudança na distribuição de tensões com a inclusão do reforço.

Um procedimento para determinação da distribuição da orientação das fibras em areia reforçada com fibras flexíveis foi apresentado por Diambra *et al.* (2007). Elaborado com base em amostras cilíndricas compactadas em laboratório, o procedimento pode ser extrapolado para amostra de qualquer formato, desde que o eixo de simetria seja conhecido, de acordo com os autores. No estudo, a distribuição das fibras não se mostrou isotrópica, tipicamente 97% das fibras ficaram dispostas a 45° da horizontal. Observaram ainda que a orientação das fibras não foi afetada pela quantidade de reforço adicionada à matriz de solo.

Através de ensaios do tipo ring shear, realizados em amostras de areia reforçadas com fibras de polipropileno aleatoriamente distribuídas e não-reforçadas, Consoli *et al.* (2007-a) investigaram o comportamento das misturas a elevadas deformações, examinando o efeito do comprimento das fibras, da quantidade de fibras, da tensão normal efetiva e da densidade relativa das amostras. Os efeitos do reforço mostraram-se mais pronunciados para as fibras mais longas, para as maiores quantidades de fibra e para os compósitos mais densos. Nas amostras do estudo, o ganho de resistência proporcionado pelas fibras não sofreu redução, mesmo a muito elevadas deformações cisalhantes, superiores a 3000%. As fibras foram exumadas após os ensaios e foi descoberto que sofreram alongamento e ruptura para todas tensões normais e para todos comprimentos iniciais de fibras estudados e, também, que o desempenho das fibras depende do deslocamento cisalhante ocorrido.

Sob diferentes trajetórias de tensões, convencional,  $p'$  constante e descarregamento lateral, considerando tensões efetivas entre 20 e 680kPa, Consoli *et al.* (2007-b) realizaram ensaios triaxiais drenados em amostras de areia reforçada por fibras de polipropileno aleatoriamente distribuídas. Os autores demonstraram que a envoltória de ruptura e, conseqüentemente, os parâmetros de resistência da areia reforçada são independentes da trajetória de tensão aplicada nos ensaios triaxiais. A envoltória de ruptura do compósito foi ajustada de forma bi-linear e não foi verificada a ruptura das fibras, apenas o alongamento.

A seguir são apresentadas, resumidamente, as conclusões obtidas por diversos pesquisadores a respeito da influência dos principais fatores mencionados anteriormente no comportamento de solos reforçados. Alguns aspectos apresentaram resultados antagônicos, dependendo diretamente do tipo de fibra utilizada.

- *Teor de fibra*: quanto maior o teor de fibra, maior é o acréscimo de resistência mecânica, até um certo limite, a partir do qual este efeito não é mais observado (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; McGown *et al.*, 1988; Maher & Ho, 1994; Ulbrich, 1997; Specht, 2000; Santoni *et al.*, 2001; Vendruscolo, 2003); o aumento do teor de fibra provoca aumento do índice de fragilidade e da capacidade de absorção de energia de deformação (Maher & Ho, 1993); a inclusão de fibras diminui o índice de fragilidade e aumenta a capacidade de absorção de energia (Gray & Ohashi, 1983; Ulbrich, 1997; Montardo *et al.*, 2002).

- *Comprimento da fibra*: quanto maior o comprimento da fibra maior é o ganho de resistência mecânica, até um limite assintótico (Gray & Ohashi, 1983; Ulbrich, 1997; Santoni *et al.*; 2001; Heineck, 2002; Vendruscolo, 2003); o aumento do comprimento da fibra provoca redução do índice de fragilidade e aumento da capacidade de absorção de energia (Crockford *et al.*, 1993; Ulbrich, 1997; Montardo *et al.*, 2002); o aumento do comprimento provoca diminuição da resistência de pico e aumento da capacidade de absorção de energia (Maher & Ho, 1994).
- *Orientação das fibras*: os elementos de reforço devem estar posicionados na direção das deformações de tração do solo (McGown *et al.*, 1978; Morel & Gourc, 1997; Fatani *et al.*, 1991); fibras distribuídas aleatoriamente mantém a resistência isotrópica, não sendo observados planos potenciais de fragilidade (Gray & Al-Refeai, 1986; Gray & Maher, 1989).
- *Rugosidade*: as fibras devem estar bem aderidas à matriz do compósito para que a sua resistência à tração seja mobilizada (Taylor, 1994).
- *Módulo de elasticidade da fibra*: fibras com módulo baixo comportam-se como reforços idealmente extensíveis (Gray & Ohashi, 1983; Specht, 2000); fibras com módulo baixo não contribuem para o aumento da resistência mecânica (Montardo, 1999; Specht, 2000); quanto maior for o módulo do reforço mais facilmente as fibras poderão ser arrancadas (Shewbridge & Sitar, 1990).
- *Tensão confinante*: foi verificada uma tensão de confinamento crítica onde, abaixo desta, os elementos de reforço são arrancados (Gray & Ohashi, 1983; Teodoro, 1999; Morel & Gourc, 1997; Kaniraj & Havanagi, 2001; Heineck, 2002). A tensão confinante crítica é sensível a alguns parâmetros do compósito solo-fibra como fator de forma das fibras ( $l/d$ ), coeficiente de uniformidade e forma das partículas do solo (Gray & Maher, 1989).
- *Modo de carregamento*: o número de ciclos necessários para causar ruptura em solos cimentados aumenta com a inclusão das fibras (Maher & Ho, 1993; Crockford *et al.*, 1993; Specht, 2000).

## 2.2.5 Alterações na Propriedade dos Solos pela Inclusão de Fibras

A seguir são descritas alterações que ocorrem no solo devido à inclusão de fibras. Diversos autores já relataram em seus trabalhos algumas mudanças que ocorrem no comportamento mecânico dos solos reforçados com fibras. Estas mudanças são relacionadas à compactação, resistência, deformabilidade, modo de ruptura, variação volumétrica, rigidez inicial e condutividade hidráulica.

### 2.2.5.1 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 as mesmas energias 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 & Al-Qurna (1995) avaliaram os efeitos da inclusão de vários teores de fibra (zero; 0,5; 1 e 2% em massa 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) observaram 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 massa específica máxima não sofreu alterações com a inclusão de fibras.

Vários outros autores relataram também não ter encontrado alteração significativa com a inclusão de fibras (e.g. Maher e Ho, 1994; Ulbrich, 1997; Consoli *et al.*, 1999; Casagrande, 2001; Heineck, 2002).



### 2.2.5.2 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-deformação. Essa propriedade é comumente referida como tenacidade, e representa o trabalho da fratura ou a capacidade de absorção de energia do compósito.

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 com a adição do reforço, sendo este maior quanto maior for a quantidade de fibras.

Ranjan & Charan (1996) observaram que a curva tensão-deformação de uma areia fina reforçada exibiu tendência de crescimento mesmo a deformações axiais de ordem de 20%. Teodoro (1999) observou um aumento na resistência de uma areia siltosa reforçada com o aumento do comprimento das fibras de polipropileno de 0 para 30mm, comportamento este distinto do solo argiloso, que apresentou um máximo de resistência para fibras de 15mm.

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.

Acréscimos na resistência pela inclusão de fibras ao solo foram relatados por vários autores. Alguns constataram um aumento da resistência de forma linear com o aumento da quantidade de reforço (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986), por outro lado, outros constataram um aumento não linear (Shewbridge & Sitar, 1989; Jewell & Wroth, 1987; Teodoro, 1999).

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.

O aumento do ângulo de atrito e do intercepto coesivo com a inclusão de fibras e com o aumento do teor de fibras também foi relatado por diversos pesquisadores (Hoare, 1979; Gray & Ohashi, 1983; Bueno *et al.*, 1996; Nataraj *et al.*, 1996; Stauffer & Holtz, 1996). Porém, Teodoro (1999) e Casagrande (2001) observaram somente o aumento da parcela coesiva de uma areia siltosa reforçada, sem alterações significativas no ângulo de atrito. Por outro lado, Heineck (2002) constatou uma bi-linearidade na envoltória de ruptura de uma areia siltosa reforçada com fibras. A parte inicial da envoltória possui um intercepto coesivo praticamente inexistente e um ângulo de atrito que supera o dobro do valor correspondente ao solo sem reforço. Já na segunda parte da envoltória, acima da tensão confinante crítica, o ângulo de atrito é semelhante ao do solo sem reforço, entretanto, houve um acréscimo razoável do intercepto coesivo.

Segundo Vendruscolo (2003), as fibras possuem a característica de conferir um intercepto coesivo ao solo arenoso, além de proporcionarem um aumento do ângulo de atrito; já para o solo cimentado, as fibras têm uma influência maior sobre a coesão última e o ângulo de atrito último.

Montardo (1999) e Consoli *et al.* (2002) constataram o aumento do ângulo de atrito de uma areia uniforme cimentada e não cimentada reforçada com vários tipos de fibra. Acréscimos da coesão somente foram verificados para a areia não cimentada reforçada com fibras. Resultados semelhantes também foram obtidos por Heineck (2002) para uma areia reforçada com fibras. Não foi constatada pelos autores a existência de uma tensão de confinamento crítica para estes materiais. Para Specht *et al.* (2002), a alteração dos parâmetros de resistência depende das características do reforço. Os autores observaram que para uma areia siltosa cimentada reforçada com fibras extensíveis não houve alteração dos parâmetros de resistência, por outro lado, considerando fibras inextensíveis, houve um leve aumento da coesão e do ângulo de atrito da areia siltosa cimentada reforçada com as fibras mais rígidas.

Outro ponto comum em termos de resistência observado por vários autores ao estudarem um solo granular reforçado foi a bi-linearidade das envoltórias de resistência (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; Maher & Gray, 1990; Stauffer & Holtz, 1996; Morel & Gourc, 1997; Kaniraj & Havanagi, 2001; Zornberg, 2002). Gray & Al Refeai (1986) observaram ainda que quanto menor for a rugosidade ou aderência da interface solo-fibra,

maior é a tensão de confinamento crítica. Fibras mais rugosas tendem a ser mais efetivas no aumento da resistência.

Com relação à granulometria do solo, Stauffer & Holtz (1996) realizaram vários ensaios triaxiais em duas areias reforçadas com distribuições granulométricas distintas, uma bem graduada e uma uniforme, porém com mesmo diâmetro médio ( $D_{50}$ ) dos grãos do solo. Os autores observaram um aumento maior de resistência na areia bem graduada com a adição de fibras. A forma das partículas também é um fator que influencia na resistência do solo reforçado com fibras (Gray & Maher, 1989). A contribuição das fibras na resistência diminui com o aumento do índice de esfericidade das partículas, ou seja, partículas de solo mais arredondadas prejudicam a eficiência do reforço.

Teodoro (1999) observou um aumento da resistência com o aumento do comprimento das fibras (comprimento máximo igual a 30mm) de uma areia siltosa reforçada com fibras de polipropileno. Distinto comportamento o mesmo autor observou para um solo argiloso, onde o máximo de resistência foi alcançado para um comprimento de 15mm.

Consoli *et al.* (1999), estudando o comportamento de materiais cimentados, observaram que quanto maior é a quantidade de cimento adicionada ao solo, menos pronunciado é o acréscimo de resistência causado pela adição das fibras.

Sob diferentes trajetórias de tensões, Consoli *et al.* (2007-b) realizaram ensaios triaxiais drenados em amostras de areia reforçada por fibras de polipropileno aleatoriamente distribuídas. Os autores demonstraram que a envoltória de ruptura e, conseqüentemente, os parâmetros de resistência do material reforçado são independentes da trajetória de tensão aplicada nos ensaios triaxiais. A envoltória de ruptura do compósito foi ajustada de forma bilinear e não foi verificada a ruptura das fibras, apenas o alongamento.

### **2.2.5.3 Resistência ao Cisalhamento Pós-Pico**

Praticamente todos os trabalhos que analisaram o comportamento de solos reforçados em termos da resistência concluíram que a adição de fibras reduz a queda da resistência pós-pico (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; Fatani *et al.*, 1991; Ranjan *et al.*, 1996; Consoli *et al.*; 1997, 1999, 2002-b; Donato *et al.*, 2004; Casagrande *et al.*, 2006; Consoli *et al.*, 2007-a).

#### 2.2.5.4 Deformabilidade

Foi observado por McGown et al. (1988), através de um ensaio de placa de pequenas dimensões, uma grande parcela de deformação recuperada com o descarregamento, referente a 20% da deformação total imposta.

McGown et al. (1988), para areias e Maher & Ho (1994) e Nataraj *et al.* (1996), para argilas, relataram um 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, para areias cimentadas e não cimentadas.

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.

Para Heineck (2002) e Heineck *et al.* (2003-a), a taxa de deformação onde as fibras passam a contribuir de forma mais significativa para o acréscimo de resistência ao cisalhamento depende do tipo de matriz.

Resultados de módulo de resiliência realizados por Donato *et al.* (2004) permitiram verificar a grande importância da inclusão de fibras sobre a deformabilidade resiliente, onde o módulo é reduzido em 65%.

#### 2.2.5.5 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 & 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 & Gourc (1997) em um ensaio biaxial. Os resultados mostraram que a inserção do reforço não modifica a posição da banda de cisalhamento, porém, modifica o comportamento de ruptura. Em função da ductilidade do reforço, mesmo após a formação da banda de cisalhamento, as tensões continuam a crescer, pois parte da carga passa a ser absorvida pelo reforço. O desenvolvimento da banda também é diferente, pois após um nível de deformações

limite, elas se tornam menos ativas com o aumento das deformações. Mas por outro lado, na medida em que as deformações progredem, bandas de cisalhamento secundárias se iniciam e vão se tornando mais largas, localizadas próximas da primeira banda.

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 (uma em forma de filamentos e outra fibrilada – tipo *mesh*) num solo artificialmente cimentado e observou que com a inclusão de fibras mais alongáveis (em forma de filamento) o comportamento do material, que era frágil, torna-se dúctil. Sendo que 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 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.

Uma mudança significativa quanto ao modo de ruptura foi verificado por Donato *et al.* (2004), onde todas as amostras cimentadas não reforçadas estudadas exibiram um comportamento frágil na ruptura, enquanto que as amostras reforçadas com 0,5% de fibras de polipropileno apresentaram uma fragilidade menos pronunciada, mudando o comportamento de frágil para dúctil.

### 2.2.5.6 Variação Volumétrica

A adição de fibras aumenta as deformações volumétricas de compressão na ruptura, segundo relatos de Stauffer & Holtz (1996), sendo este aumento mais pronunciado para uma areia uniforme do que para uma areia bem graduada, ambas com mesmo diâmetro médio ( $D_{50}$ ).

O aumento da compressibilidade do solo com a inclusão de fibras também foi observado por Bueno et al. (1996). Segundo Shewbridge & Sitar (1989), a deformação volumétrica aumenta com o acréscimo da quantidade de reforço, porém, de forma não linear, similar ao observado por Nataraj *et al.* (1996).

Consoli *et al.* (2005-b), através de ensaios de compressão isotrópica, verificaram que a inclusão de fibras afeta significativamente o comportamento compressivo de uma areia, modificando a localização da Linha Isotrópica de Compressão do material. De acordo com os autores, quando o material reforçado é submetido à compressão isotrópica, o movimento relativo dos grãos sob altas tensões conduz as fibras a sofrerem deformações plásticas de tração, onde estas se alongam em primeira instância, podendo inclusive atingirem a ruptura.

### 2.2.5.7 Rigidez Inicial

McGown *et al.* (1988), para areias, Maher & 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), Consoli *et al.* (1999) e Casagrande (2001) obtiveram redução do módulo com a inclusão de fibras. Montardo (1999) observou uma queda bastante acentuada da rigidez inicial de uma areia cimentada reforçada com fibras de polipropileno. No entanto, as fibras de polietileno tereftalato e de vidro não causaram alteração alguma no módulo.

Portanto, o efeito do reforço fibroso na rigidez inicial do compósito depende das características do mesmo. Michalowski & Cermák (2003) observaram que a adição de uma fibra sintética em um solo arenoso causou uma queda da rigidez inicial, por outro lado, a adição de fibras de aço aumentou a rigidez inicial. Para Feuerharmel (2000) a intensidade das alterações no módulo de elasticidade depende também do tipo e das características de cada solo. Estudos realizados pelo autor em argila e areia siltosa reforçada com fibras de

polipropileno indicaram grande redução do módulo, enquanto que, os resultados de ensaios realizados em areia reforçada mostraram pequenas alterações. Entretanto, considerando misturas cimentadas reforçadas com fibras, as reduções do módulo foram bastante acentuadas para os três solos analisados.

Os resultados de ensaios dinâmicos utilizando bender elements realizados por Heineck (2002) não indicaram alteração do  $G_0$  do solo arenoso quando da inclusão das fibras. Os módulos de deformação cisalhante de três diferentes materiais, areia siltosa, areia fina uniforme e cinza de fundo, a pequeníssimas deformações, de acordo com Heineck *et al.* (2005), não foram afetados pela introdução de fibras de polipropileno.

### **2.2.5.8 Condutividade Hidráulica e Outras Propriedades**

O aumento da condutividade hidráulica devido à adição de fibras em solos argilosos é relatado por vários autores. Maher & Ho (1994) observam um aumento na permeabilidade, sendo maior esse aumento quanto maior a quantidade de fibras, para 4% de fibra (polipropileno e vidro). Já Al Wahab & El-Kedrah (1995) observam um aumento da condutividade hidráulica em mais de uma ordem de grandeza para 2% de fibra (polipropileno).

Al Wahab & El-Kedrah (1995) 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 adicionadas fibras e cimento ao material argiloso, pois com a flocculação 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.

Segundo Heineck (2002) e Heineck *et al.* (2003-b), para todas as matrizes estudadas, a adição de 0,5% de fibras de polipropileno de 24 mm não causou mudanças significativas na condutividade hidráulica avaliada.

## 2.3 TEORIA DO ESTADO CRÍTICO

Os comportamentos do solo e do solo reforçado serão analisados nesta pesquisa através dos conceitos da mecânica dos solos clássica, desenvolvidos à luz da Teoria do Estado Crítico (Schofield & Wroth, 1968; Atkinson & Bransby, 1978). Para tanto, é apresentada uma breve revisão desta teoria, baseando-se em Atkinson & Bransby (1978) e Atkinson (1993).

### 2.3.1 Conceitos Fundamentais

Define-se como Estado Crítico o estado no qual o solo atinge, após grandes deformações, um estado estável, em que a resistência ( $q$ ) e o índice de vazios ( $e$ ) não variam mais. Nesta situação, os valores de  $p'$  também são constantes. Este estado foi denominado pelo grupo de Mecânica dos Solos de Cambridge (Schofield & Wroth, 1968; Atkinson & Bransby, 1978) de *estado crítico*, que pode ser matematicamente expresso por:

$$\frac{\partial q}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial e}{\partial \varepsilon_1} = 0 \quad (2.3)$$

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 do solo sob carregamento isotrópico é normalmente representado no espaço  $\nu : \ln p'$ , onde  $p'$  representa a tensão efetiva média e  $\nu$  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, usualmente maiores que 1000kPa, 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  $\nu$ , são definidos como:

$$q = (\sigma'_a - \sigma'_r) \quad (2.4)$$



$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_a + 2\sigma'_r) \quad (2.5)$$

$$v = 1 + e \quad (2.6)$$

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

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

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

$$v = v_\kappa - \kappa \cdot \ln p' \quad (2.8)$$

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 2.7 e 2.8, 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:

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (2.9)$$

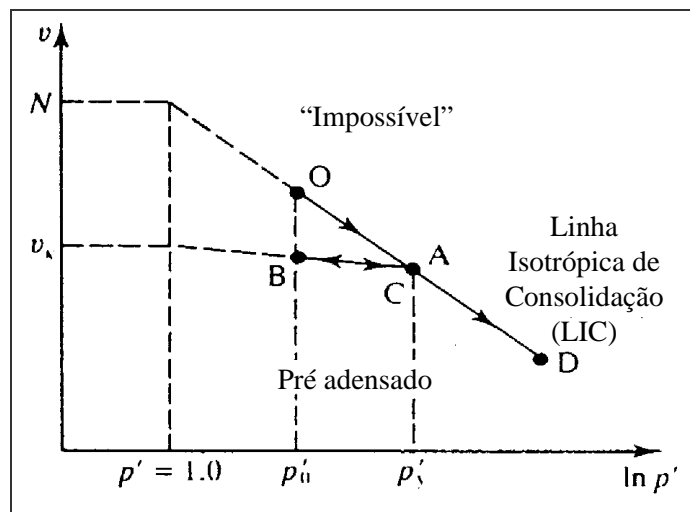
onde  $\Gamma$  é definido como o valor do  $v$  correspondente à  $p' = 1\text{kPa}$ . Desta maneira,  $\Gamma$  define a localização da LEC da mesma forma que  $N$  define a localização da LIC. A projeção da LEC no plano  $q : p'$  é uma reta descrita pela equação 2.10, onde  $M$  é o seu gradiente e é equivalente ao ângulo de atrito interno no estado crítico,  $\phi'_c$ .

$$q = Mp' \quad (2.10)$$

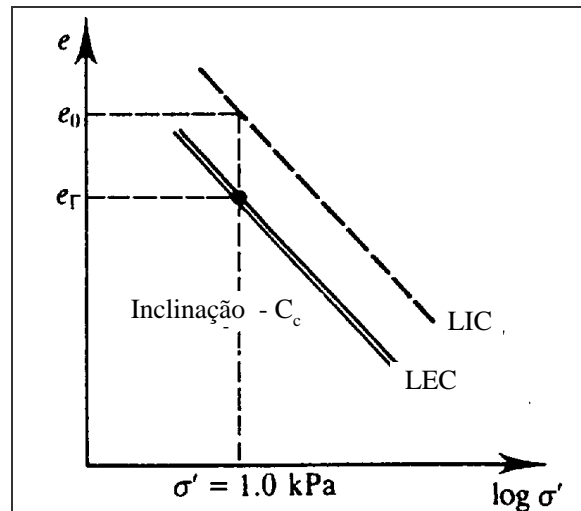
Para compressão triaxial, a expressão de  $M$  é dada pela equação:

$$M_c = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (2.11)$$

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 se encontram 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 argilas fortemente PA e areias densas.



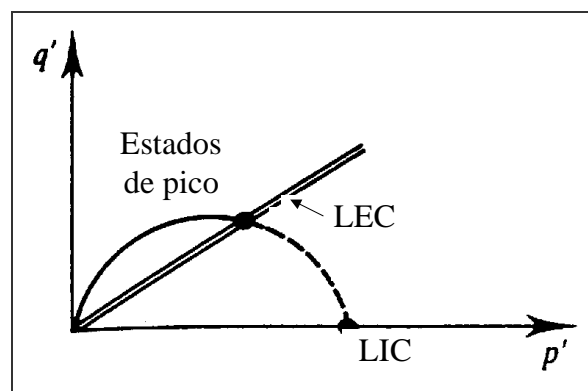
(a)



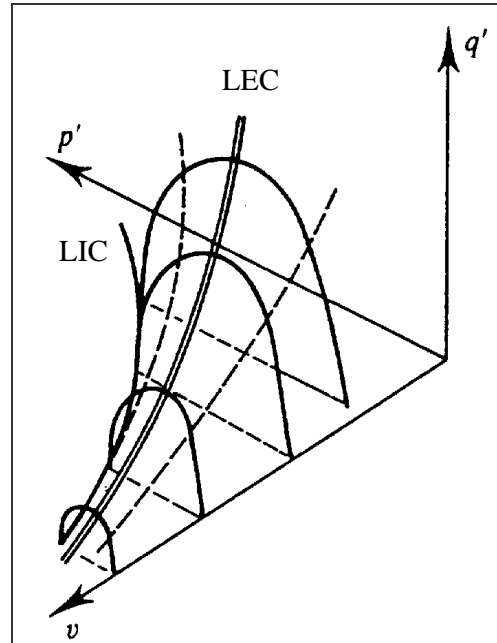
(b)

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

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.



(a)



(b)

Figura 2.5: (a) Representação da envoltória de pico e (b) da Superfície Limite de Estado. (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 de 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.

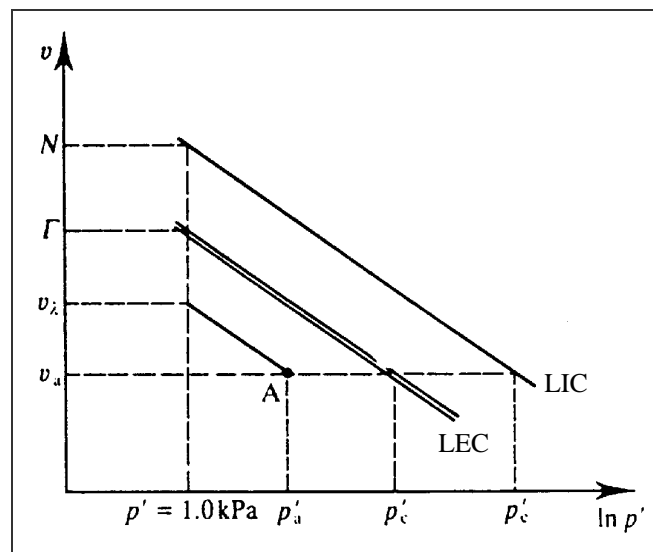
Todas as seções de volume específico constante da superfície limite de estado possuem forma similar, porém o seu tamanho depende do valor do volume específico. Desta forma, é possível que se utilize o recurso de normalização com relação a uma tensão equivalente com o objetivo de adimensionalizar  $q$  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.

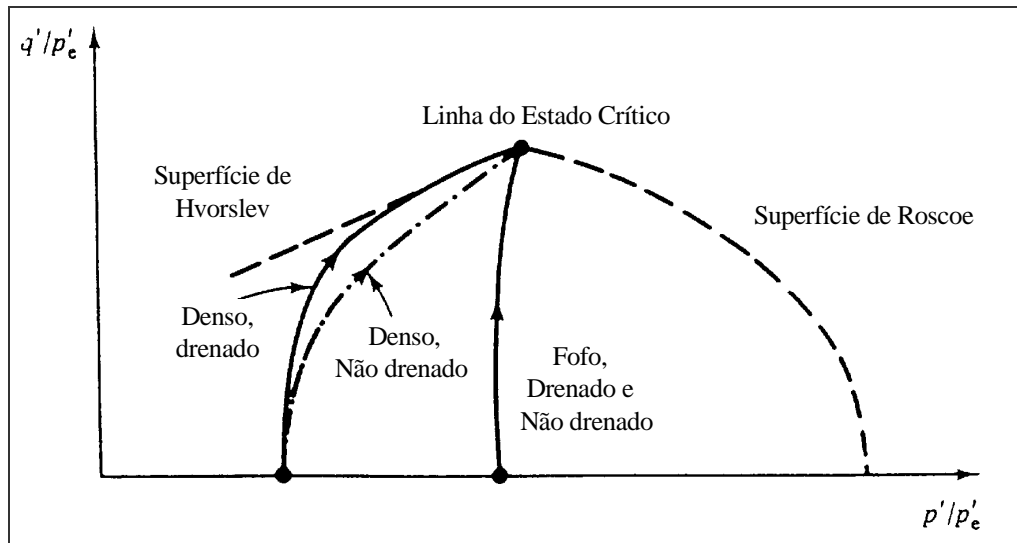
A tensão equivalente sobre a LIC pode ser calculada durante o ensaio pela expressão:

$$p'_e = \exp[(N - v)/\lambda] \quad (2.12)$$

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)



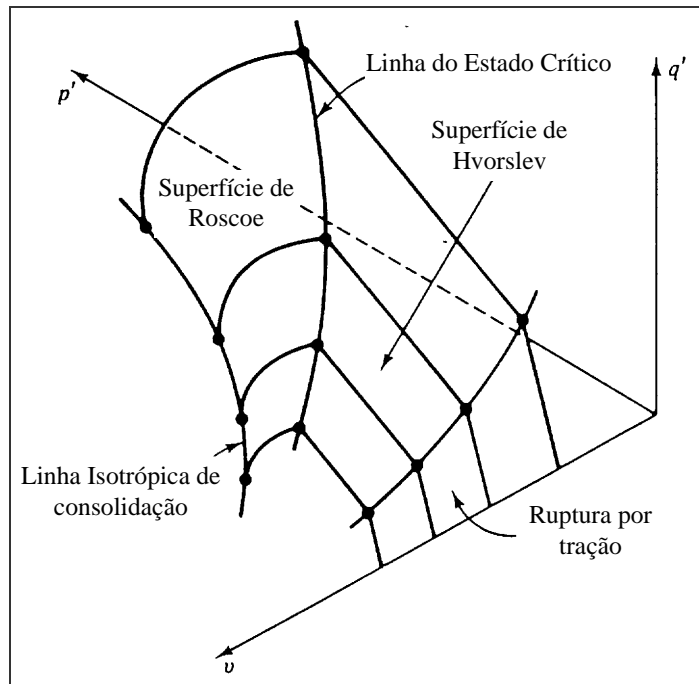
(b)

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)

As Figuras 2.7-a e 2.7-b representam 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.



(a)



(b)

Figura 2.7: (a) Representação superfície limite de estado completa no plano normalizado e (b) no espaço  $q : p' : v$ . (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:

$$\frac{q}{p'} = M - \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_s} \quad (2.13)$$

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  $q/p'=M$ . Conseqüentemente, plotando-se  $q/p'$  e a taxa de dilatação, a posição do ponto do estado crítico C pode ser encontrada mesmo se o carregamento for terminado antes das amostras alcançarem 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 ocorrem cisalhamento e variações volumétricas intensas concentradas em uma pequena região da amostra. Neste caso, as medições feitas tornam-se pouco confiáveis.

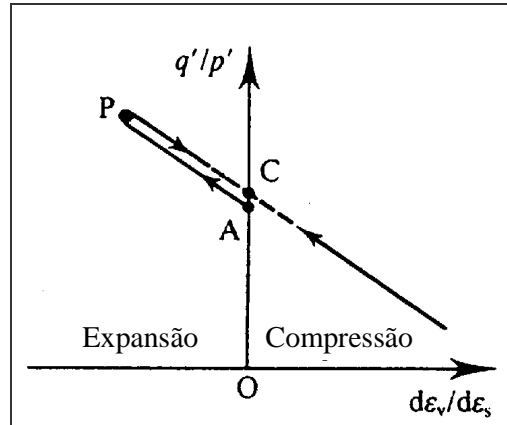


Figura 2.8: Relação entre  $q/p'$  e a taxa de dilatação (Atkinson, 1993)

### 2.3.2 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 & Wroth (1968). Enquanto a maioria dos conceitos concentrava-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 em função da impossibilidade de definição da Linha Isotrópica de Consolidação e dos problemas encontrados na medição e na identificação do estado crítico. Com o desenvolvimento de técnicas modernas de laboratório, tais problemas foram aparentemente resolvidos, mas permaneceram discussões se o estado crítico e o estado estável (*Steady State*) seriam os mesmos.

É sabido 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 & 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 das amostras. A partir daí, a LIC da areia torna-se única e com um gradiente consideravelmente mais elevado. O diagrama de compressão isotrópica para argilas, mostrado na Figura 2.4, é considerado, então, o mesmo que o da areia, porém com um  $\kappa$  quase igual a zero.

Vesic & Clough (1968) apresentaram resultados de compressão isotrópica em areias até altos níveis de tensão (aproximadamente 60MPa), 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 elevado (e.g. Jefferies & Been, 1987; Coop & Lee, 1993; Yamamuro *et al.*, 1996). Foi então mostrado que os modos de comportamento (*strain hardening* e *strain softening*) são definidos não apenas 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 & Cuccovillo, 1998) e está relacionada à quantidade de quebra de partículas que o solo sofre durante o carregamento e, por conseqüência, está relacionada à natureza das partículas. Considerou-se como natureza das partículas sua granulometria, em conjunto com sua mineralogia e seu formato.

Vários estudos foram realizados na tentativa de correlacionar estado crítico e estado constante de deformações (*Steady State*), que foi adotado como nomenclatura corrente devido à dificuldade de determinação correta do 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 volume constante, a tensões efetivas normais constantes, a tensões cisalhantes constantes e a velocidade constante. O estado estável de deformações é encontrado somente quando a orientação das partículas alcança um estado estável e quando toda sua quebra, 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, do método de preparação das amostras e da densidade relativa inicial. Observaram, também, uma mudança abrupta na inclinação da LEC ou Linha de Estado Constante a tensões de aproximadamente 1MPa. Segundo os autores, a mudança abrupta na inclinação da LEC é indicativa da mudança no mecanismo de cisalhamento a altos níveis de tensão, onde a quebra dos grãos passa a ser significativa. É acreditado que o ponto de mudança da LEC seja dependente da mineralogia da areia, assumindo-se que seja resultado do esmagamento de grãos.

Com base na observação de que a LEC é única para uma determinada areia, Been & 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 do nível de tensões com referência a um estado último do material. É definido, então, o Parâmetro de Estado ( $\Psi$ ), que é a distância entre o estado inicial e o estado último no plano  $e : \ln p'$ . Variando a granulometria de 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 resulta em solos que exibem comportamento mecânico não usual. Areias carbonatadas são caracterizadas 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 têm dado atenção ao estudo do comportamento dos mesmos.

Coop (1990) realizou ensaios triaxiais em uma areia carbonatada (Dog's Bay Sand) e concluiu que a LIC pode ser identificada para areias carbonatadas através da aplicação de altos níveis de tensão. De acordo com o autor, quando cisalhada, a areia em questão eventualmente chega ao estado crítico, sendo necessário, para tanto, alcançar deformações axiais que estão além da prática usual. 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 citado relata também que a quebra de partículas controla as deformações volumétricas plásticas durante a compressão isotrópica e o cisalhamento, e surpreendentemente 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 são diferentes 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 usualmente encontram-se sobre a LIC ou estão próximas, enquanto que as areias situam-se bem abaixo desta curva, podendo alcançá-la somente com um nível de tensões suficientemente elevado para gerar quebra de partículas.

### 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

#### 3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa experimental estabelecido tem como objetivo principal investigar e identificar o efeito da inclusão de fibras de polipropileno nas propriedades mecânicas de um solo granular fino. É destacada a inclusão concomitante de fibras com diferentes diâmetros.

Os materiais utilizados na pesquisa, a preparação das amostras, os detalhes relevantes da execução dos ensaios de compressão triaxial e os equipamentos são descritos.

#### 3.2 VARIÁVEIS INVESTIGADAS

Numerosos autores destacam que o comportamento tensão-deformação de compósitos reforçados com fibras é influenciado tanto por fatores relacionados à matriz (granulometria, índice de vazios, umidade, etc.) quanto por fatores relacionados ao reforço (módulo, comprimento, espessura, rugosidade, orientação, teor e formato).

Embora todos os fatores sejam importantes, o presente trabalho se restringe ao estudo da influência do comprimento e do diâmetro das fibras (também identificado pelo termo “título”, em dtex, onde  $1\text{dtex} = 1\text{g}/10000\text{m}$ ). A escolha destas variáveis, bem como da sua faixa de variação, decorreu da necessidade de delimitação do trabalho e foi baseada em estudos já realizados e mencionados no capítulo anterior (*e.g.* Casagrande, 2001 e 2005; Donato, 2007; Heineck, 2002, Vendruscolo, 2003 e Donato, 2007).

Uma vez identificadas as variáveis mais importantes, avalia-se a influência destas, variando-as de forma controlada enquanto mantêm-se as demais variáveis fixas. As faixas de variação possíveis para as variáveis investigadas referentes aos ensaios realizados são apresentadas nos itens subseqüentes.

Todos ensaios de compressão triaxial são realizados na matriz arenosa, reforçada ou não com fibras, e baseados na variação da tensão efetiva média inicial (20, 50, 100, 200, 400 e 550kPa) em ensaios do tipo CID, consolidados isotropicamente e drenados. A determinação das variáveis fixas é baseada nos valores que apresentam melhor desempenho em estudos

anteriores (Montardo, 1999; Specht, 2000; Casagrande, 2001 e 2005; Heineck, 2002; Vendruscolo, 2003; Santos, 2004 e Donato, 2007).

O teor de fibra é mantido fixo em 0,5% em relação à massa de solo seco. Nas amostras reforçadas com duas espessuras de fibras, o mesmo teor é mantido com a adição de 0,25% de cada tipo. Também são mantidos fixos a velocidade de carregamento, de 0,015mm/min, e os parâmetros de compactação das amostras, peso específico aparente seco de 15kN/m<sup>3</sup> e umidade de 10%, correspondentes a uma densidade relativa de 50%. Os parâmetros de compactação da areia, umidade de moldagem de 10 % e peso específico aparente seco de 15,9kN/m<sup>3</sup>, equivalentes a uma densidade relativa de 70%, foram obtidos por Vendruscolo (2003) através de ensaios de compactação com energia Proctor Normal, segundo a NBR 7182, ABNT 1896.

São realizados 23 ensaios triaxiais na matriz reforçada, ou não, de areia, conforme Tabela 3.1. Os valores destacadas na Tabela (\*) indicam a repetição de alguns ensaios.

Tabela 3.1: Variáveis investigadas no programa de ensaios triaxiais

Matriz	Fibras				Tensão Efetiva Inicial (kPa)	Total
	Comprimento (mm)	Título (dtex)	Diâmetro (mm)	Índices Aspecto		
Areia-Fibra	12	100	0,100	120	100	1
	24	100	0,100	240	20, 100 e 200	3
	36	100	0,100	360	100	1
	50	100	0,100	500	20, 100, 200, 400 e 550	5
	24	3,3	0,023	1043	20, 100 e 200	3
	50	3,3	0,023	2174	100	1
	24	3,3 e 100	0,023 e 0,100	1043 e 240	20, 100 e 200	4*
Areia	-	-	-	-	50, 100 e 200	5*

Para comparação dos resultados do programa experimental com os resultados de outros pesquisadores, já citados, o comprimento de 24 mm para os ensaios com inclusão simultânea de fibras com diferentes espessuras é escolhido.

### 3.3 MATERIAIS

#### 3.3.1 Areia

A areia utilizada no trabalho provém de uma jazida localizada no município de Osório – RS. O material caracteriza-se por ser uma areia fina (NBR 6502 – ABNT, 1995; ASTM D 2487, 1993), limpa e de granulometria uniforme. Segundo Spinelli (1999), o quartzo é o material correspondente a 99% da sua composição mineralógica, sendo o restante composto por glauconita, ilmenita, turmalina e magnetita. A presença de matéria orgânica não é observada. A curva granulométrica do material, Figura 3.1, é determinada, por peneiramento, no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental LEGG/ENVIRONGEO e complementada, por processos a laser, no Laboratório de Materiais Cerâmicos LACER. Ambos os laboratórios são da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Os índices físicos do material são determinados e apresentados na Tabela 3.2.

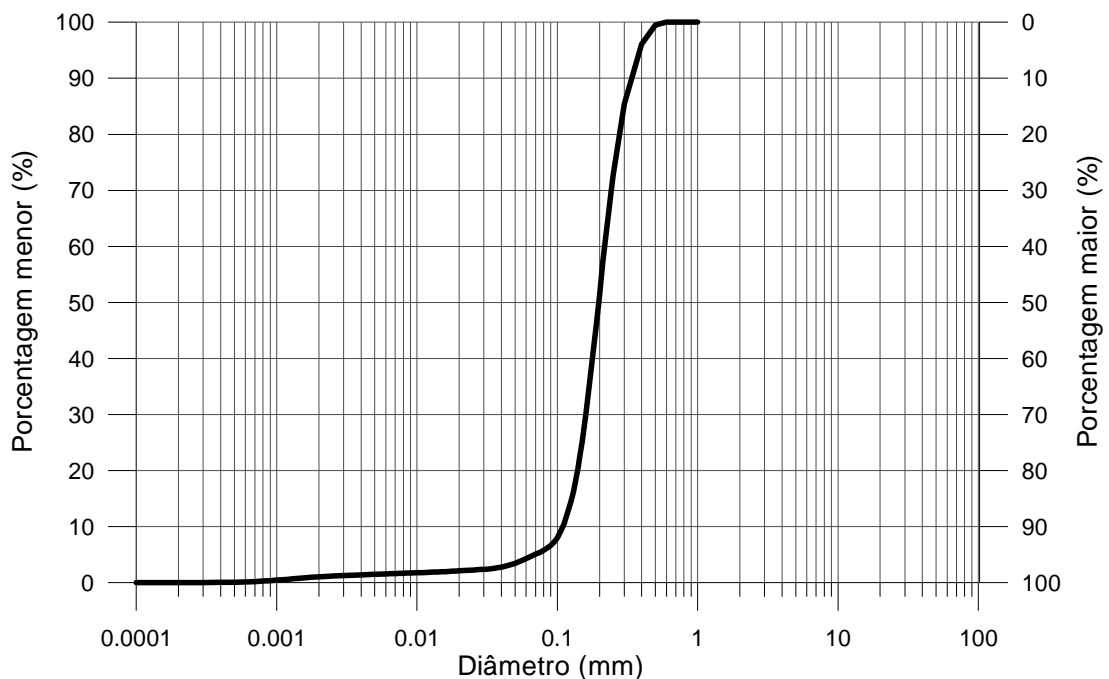


Figura 3.1: Curva granulométrica da areia de Osório (laser)

Tabela 3.2: Índices físicos da areia de Osório

Índices Físicos	Areia de Osório
Massa específica real dos grãos ( $\gamma_s$ )	26,2kN/m <sup>3</sup>
Coeficiente de uniformidade, $C_u$	2,0
Coeficiente de curvatura, $C_c$	1,1
Diâmetro efetivo, $D_{10}$	0,11mm
Diâmetro médio, $D_{50}$	0,20mm
Índice de vazios mínimo, $e_{mínimo}$	0,6
Índice de vazios máximo, $e_{máximo}$	0,9

### 3.3.2 Fibras

As fibras utilizadas como elemento de reforço são poliméricas de polipropileno e estão disponíveis no mercado em forma de pequenos filamentos. 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 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.

Conforme esclarecido no item 3.2, a grandeza que representa a espessura dos filamentos, na indústria têxtil, é o título, cuja unidade é o dtex (1dtex = 1g/10000m). As fibras utilizadas nesta pesquisa possuem título de 3,3dtex, correspondente ao diâmetro de 0,023mm, e de 100dtex, correspondente ao diâmetro de 0,100mm. As fibras mais finas possuem textura lisa e as mais grossas, corrugada. São estudados os comprimentos de 24 e 50mm para as fibras com menor diâmetro e de 12, 24, 36 e 50 mm para as fibras com maior diâmetro.

A Tabela 3.3 apresenta as principais características, definidas pelo fabricante, das fibras utilizadas.

Tabela 3.3: Resumo das propriedades mecânicas das fibras

<b>Propriedades mecânicas</b>	<b>Fibras 3,3dtex</b>	<b>Fibras 100dtex</b>
Espessura	0,023mm	0,100mm
Densidade	0,91	0,91
Módulo de elasticidade	3GPa	3GPa
Resistência à tração última	120MPa	120MPa
Deformação na ruptura	80%	80%

### 3.3.3 Água

Água destilada é utilizada na preparação das amostras e na realização dos ensaios.

## 3.4 MÉTODOS

### 3.4.1 Preparação das Amostras

A moldagem dos corpos de provas para os ensaios triaxiais é realizada em um molde tripartido com dimensões suficientes para confecção de amostras com 100mm de diâmetro e 200mm de altura. A mistura dos materiais é iniciada com areia e fibra, seguida pela adição de água destilada, até a completa homogeneização visual. Em amostras não-reforçadas, ocorre apenas a adição de água destilada ao solo e a mistura. Para obtenção de amostras homogêneas que permitam a análise paramétrica dos resultados, a metodologia de compactação proposta por Ladd (1978) é adotada. Com a membrana dentro do molde, o material é compactado em três camadas. Através das medidas da massa de mistura adicionada e da altura das camadas, a densidade relativa desejada é obtida. Sobre o pedestal da prensa triaxial, as amostras são desmoldadas com aplicação prévia de aproximadamente 5 kPa de sucção, mantida até a completa montagem do sistema e a aplicação de tensão confinante.

Os critérios adotados para a aceitação dos corpos de prova em relação aos parâmetros de compactação, como peso específico aparente seco e umidade ótima, foram respectivamente de 2 % e 3 % de tolerância para mais ou para menos.



### 3.4.2 Ensaios Triaxiais

Os procedimentos gerais adotados na preparação e execução dos ensaios triaxiais seguiram os princípios descritos por Bishop & Henkel (1962), por Head (1980-a, b e c) e pelos procedimentos de ensaio já consolidados pelos laboratórios de Mecânica dos Solos da UFRGS.

Após a colocação dos corpos de prova na câmara triaxial e o ajuste dos sensores de efeito Hall, para medidas internas de deformação, inicia-se a fase de saturação das amostras. O processo de saturação, para assegurar maior dissolução das bolhas de ar, é realizado em duas etapas. Inicialmente ocorre a percolação de água, feita da base para o topo do corpo de prova. Nessa etapa, a amostra é submetida a uma tensão confinante de 20kPa para impedir o fluxo preferencial entre a mistura e a membrana. Em seguida, acontece a aplicação de contra-pressão. Estágios de incrementos são aplicados na tensão confinante e na contra-pressão, sendo a tensão efetiva mantida constante em aproximadamente 20kPa.

A garantia de saturação da amostra é monitorada através da medição do parâmetro B de Skempton (1954), que atinge valores superiores a 0,98, medido antes da fase de adensamento.

A partir daí, é aplicada a tensão confinante conforme a tensão efetiva média inicial desejada e a fase de adensamento da amostra é iniciada. A variação volumétrica é medida para o cálculo do índice de vazios após o adensamento. No cálculo da tensão desvio, as correções de área e de membrana são aplicadas, conforme a abordagem proposta por La Rochele *et al* (1988).

A velocidade de carregamento adotada para a fase de cisalhamento é de 0,015mm/min.

### 3.4.3 Medida das Fibras

Para analisar as características de alongamento e ruptura, ou não, dos micro-reforços após serem solicitadas e submetidas à compressão triaxial no interior da massa de solo, ao término de cada ensaio, são exumadas fibras das regiões do topo, intermediária e da base das amostras.

Após secagem ao ar, então, 180 fibras, de cada corpo-de-prova, são manualmente medidas com o uso de um paquímetro e, em seguida, gráficos são traçados para avaliação do percentual dos comprimentos finais dos reforços.

### 3.5 EQUIPAMENTO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL PARA AMOSTRAS DE DIMENSÕES MAIORES

A expressão “dimensões maiores” se refere ao tamanho das amostras ensaiadas no equipamento. Diferentemente das dimensões usuais e corriqueiramente empregadas no PPGEC/UFRGS, 50mm de diâmetro e 100mm de altura, os corpos-de-prova analisados, como já mencionado, apresentam 100 mm de diâmetro e 200mm de altura.

Uma visão geral do equipamento construído e da instrumentação empregada é apresentada na Figura 3.2.

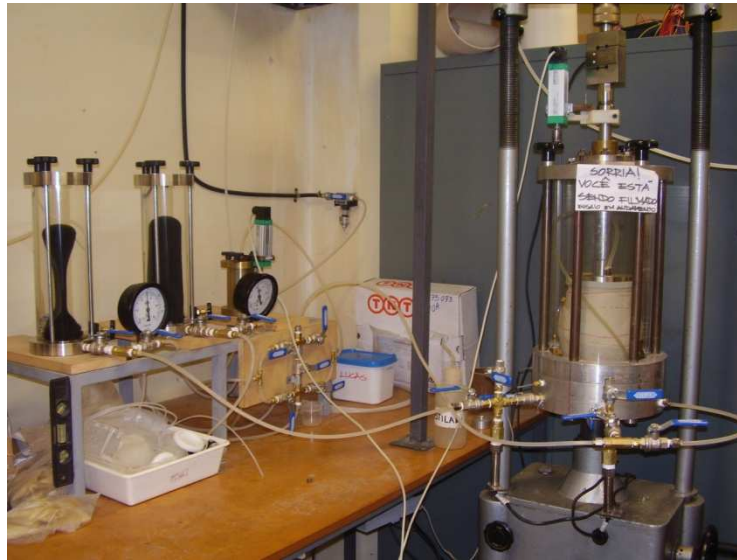


Figura 3.2: Vista geral do sistema de compressão triaxial

O equipamento conta com duas interfaces ar/água para aplicação de pressão confinante e de contra-pressão. Dois reguladores de pressão, manualmente controlados, ajustam a pressão do ar, proveniente de um compressor, que incide na parte interna das membranas das interfaces. A pressão é, então, transmitida à água que as envolvem e direcionada à câmara de compressão triaxial. Uma imagem do projeto das interfaces ar/água e uma foto as interfaces já em funcionamento, acopladas aos reguladores de pressão, podem ver visualizadas na Figura 3.3.

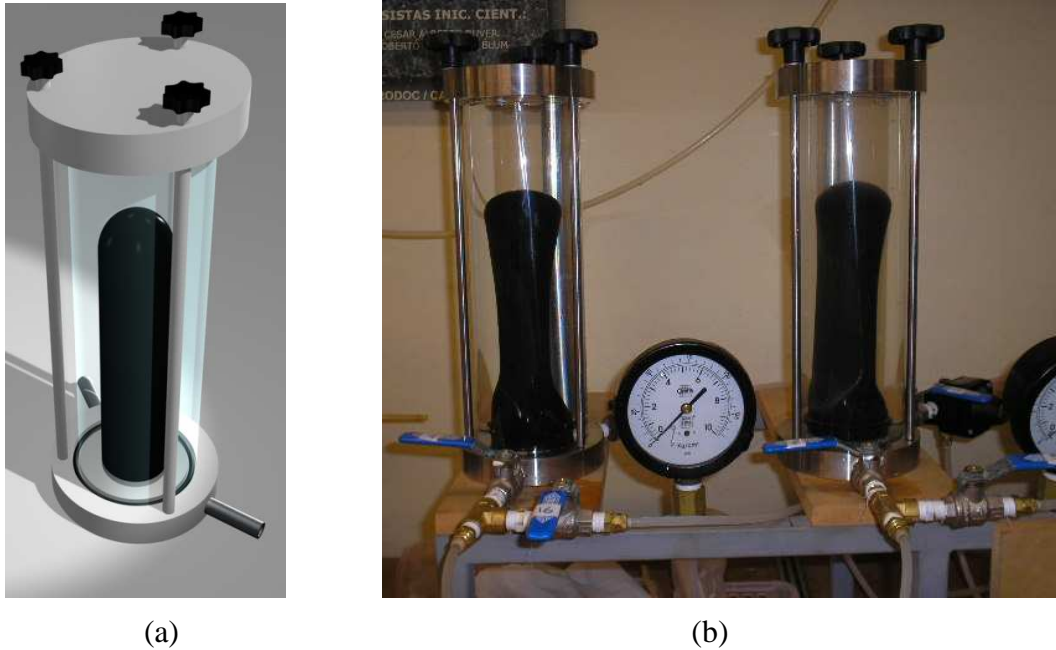
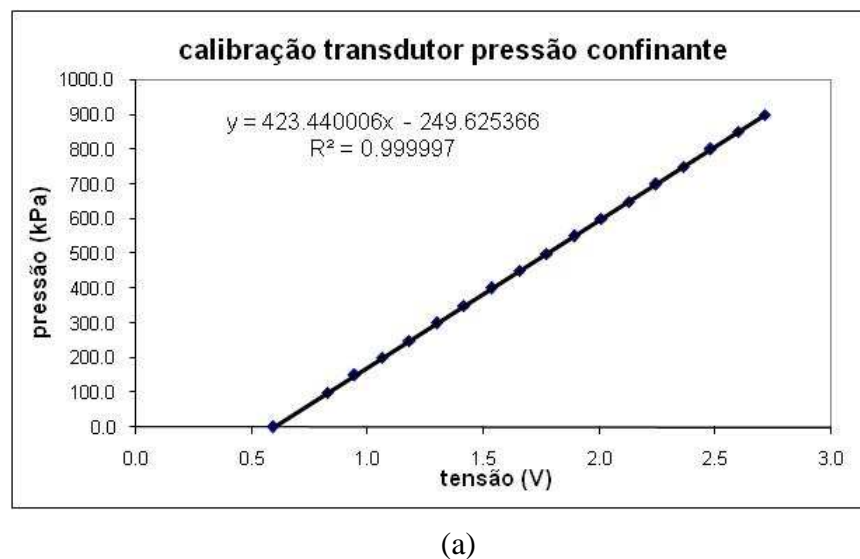
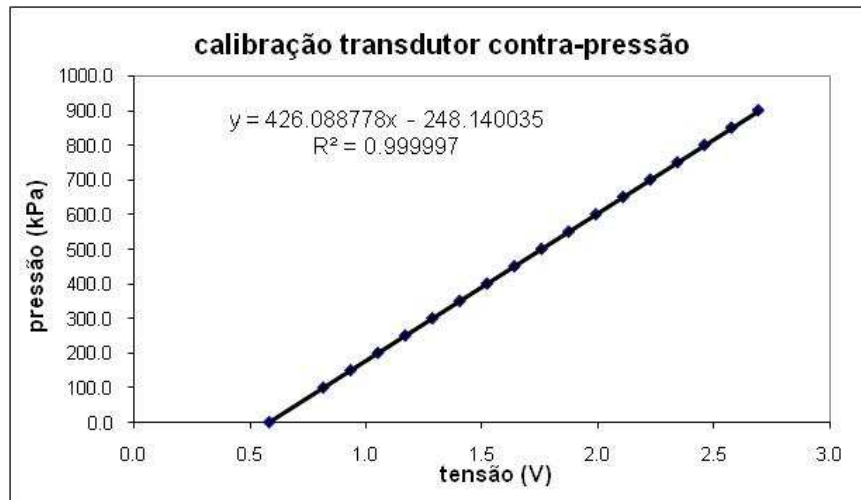


Figura 3.3: Interfaces ar/água em (a) projeto e em (b) funcionamento

Dois transdutores de pressão, da marca ASHCROFT, possibilitam a medida independente dos valores de pressão confinante e de contra-pressão. Suas curvas de calibração e a imagem de um deles podem ser observadas nas Figuras 3.4 e 3.5, respectivamente.





(b)

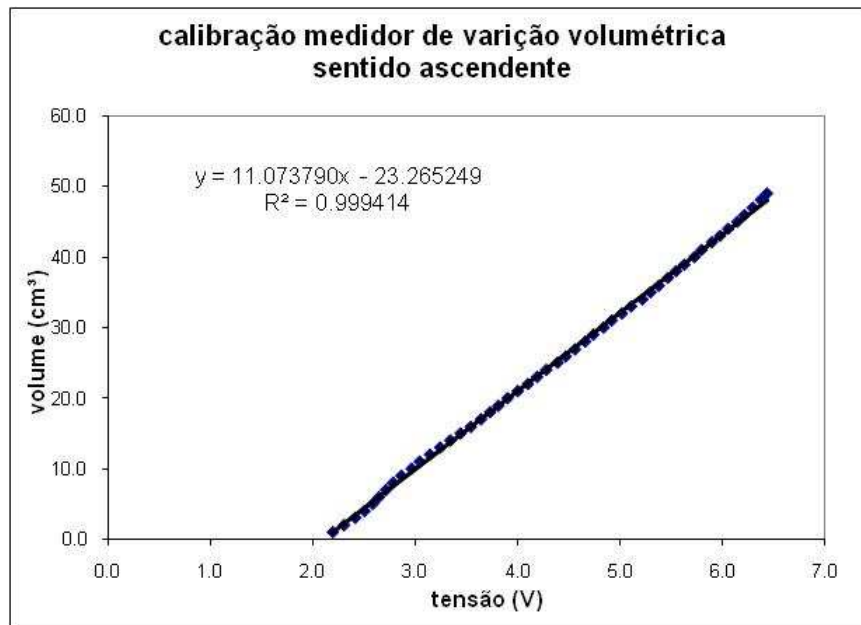
Figura 3.4: (a) curva de calibração de transdutor de pressão confinante; (b) curva de calibração do transdutor de contra-pressão



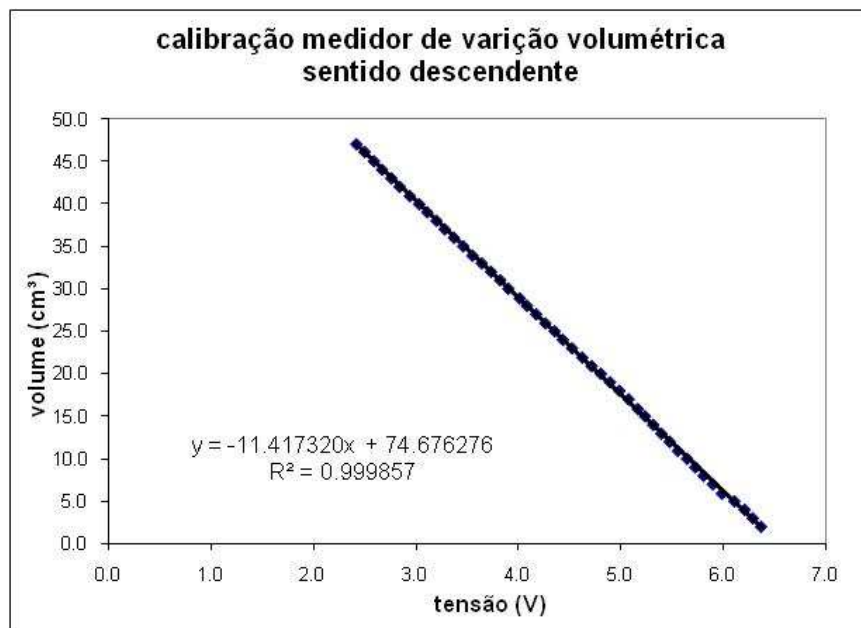
Figura 3.5: Transdutor de contra-pressão

A variação volumétrica é obtida através de um medidor externo do tipo Imperial College, já amplamente conhecido e utilizado pelo PPGE/UFRGS. As curvas de calibração

do equipamento, para os sentidos ascendente e descendente, são expostas nas Figura 3.6, seguidas por uma imagem do projeto e por uma foto, em funcionamento, Figura 3.7.



(a)



(b)

Figura 3.6: Curvas de calibração do medidor externo de variação volumétrica: (a) sentido ascendente e (b) sentido descendente

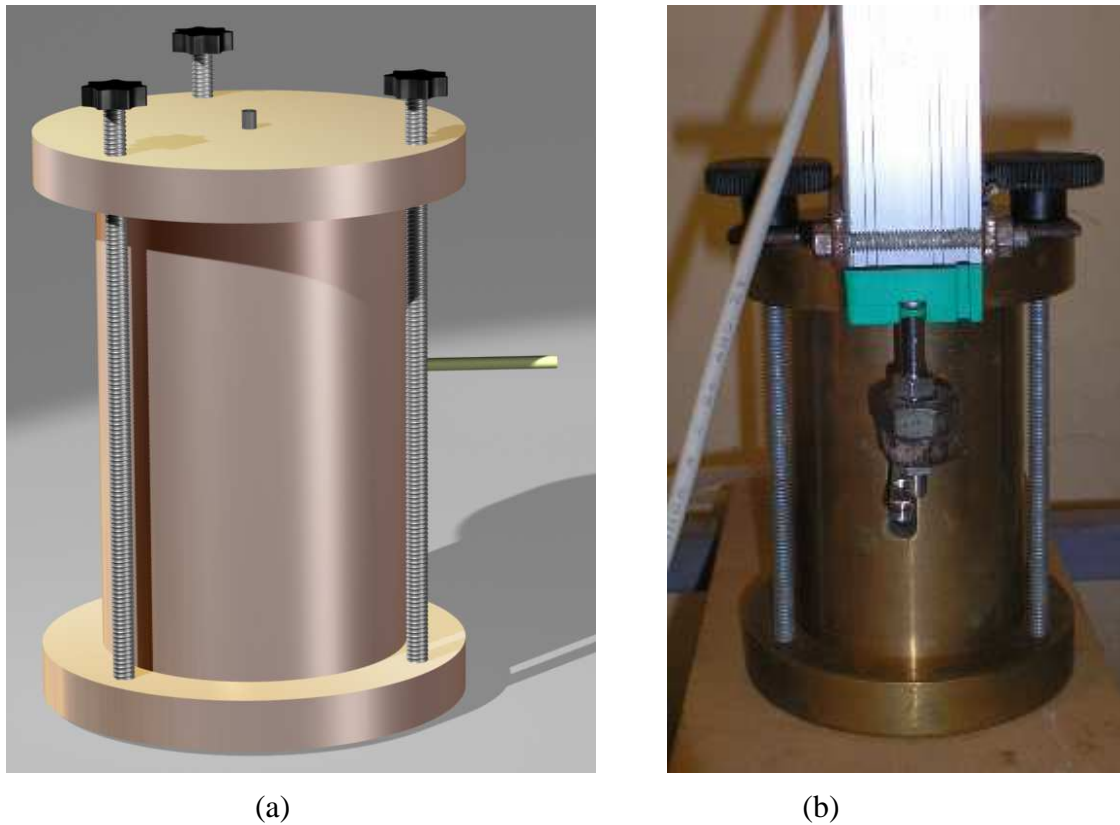
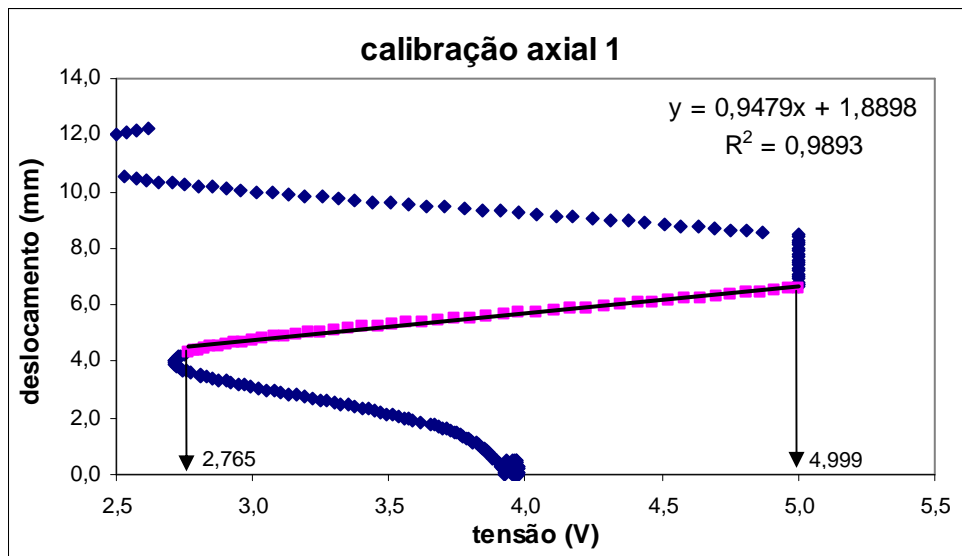
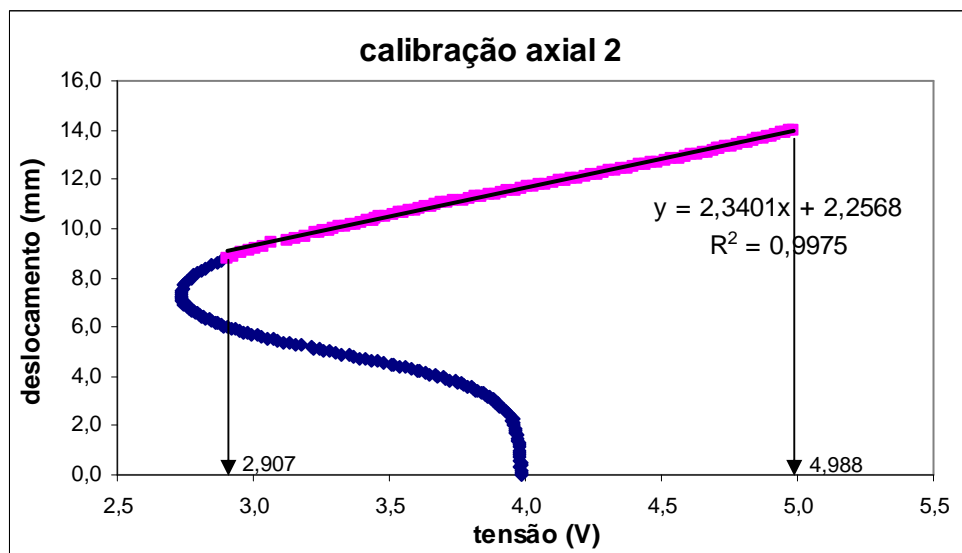


Figura 3.7: Medidor externo de variação volumétrica em (a) projeto e em (b) funcionamento

As deformações axiais são medidas externa e internamente. Um transdutor de deslocamento linear, da marca GEFTRAN, é responsável pela medida externa, Figura 3.9, e dois sensores de efeito Hall, axial 1 e axial 2, aderidos à superfície da amostra, possibilitam a medida dos deslocamentos com elevada precisão. As curvas de calibração dos sensores, com os trechos lineares adotados, são mostradas na Figura 3.8. A Figura 3.10 mostra imagens do projeto da estrutura acoplada aos sensores e os sensores aderidos à amostra após a colagem.



(a)



(b)

Figura 3.8: Curvas de calibração dos sensores de efeito Hall: (a) axial 1 e (b) axial 2

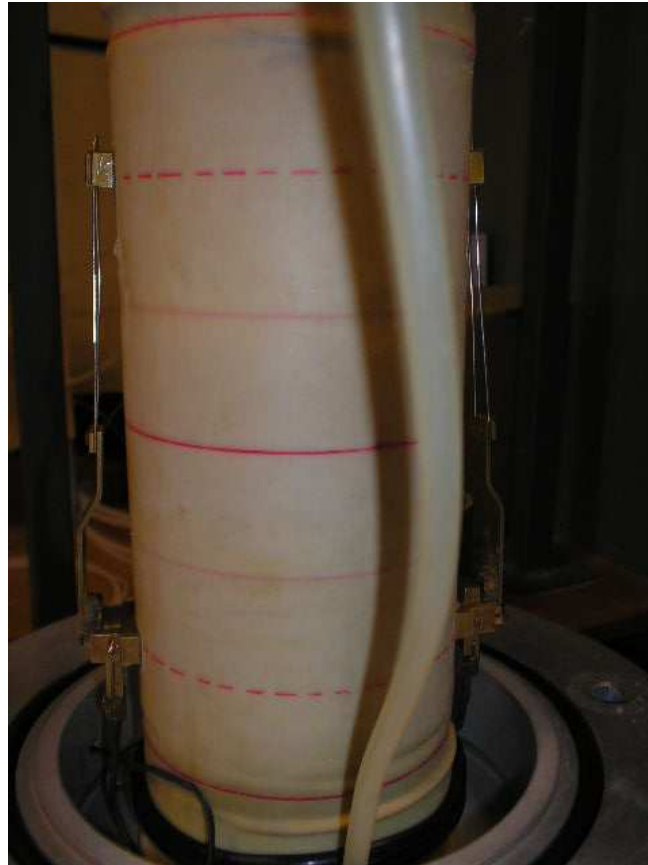


Figura 3.9: Medidor externo de deslocamento axial



(a)





(b)

Figura 3.10: (a) estrutura acoplada aos sensores em projeto e (b) sensores de efeito Hall em funcionamento aderidos à amostra

O carregamento é aplicado, com taxa de deformação constante, por uma prensa WYKEHAM FARRANCE com capacidade máxima de carga de 50kN.

A medida da carga imposta pelo pistão é realizada externamente através de uma célula de carga HBM, modelo S40/3t. A curva de calibração do sinal amplificado da célula é apresentada na Figura 3.11.

Finalmente, a aquisição dos dados é realizada por um *data logger*, da marca NOVUS, onde toda a instrumentação é ligada. A monitoração e o gerenciamento da aquisição dos dados são feitos através do programa computacional Field Chart Novus.

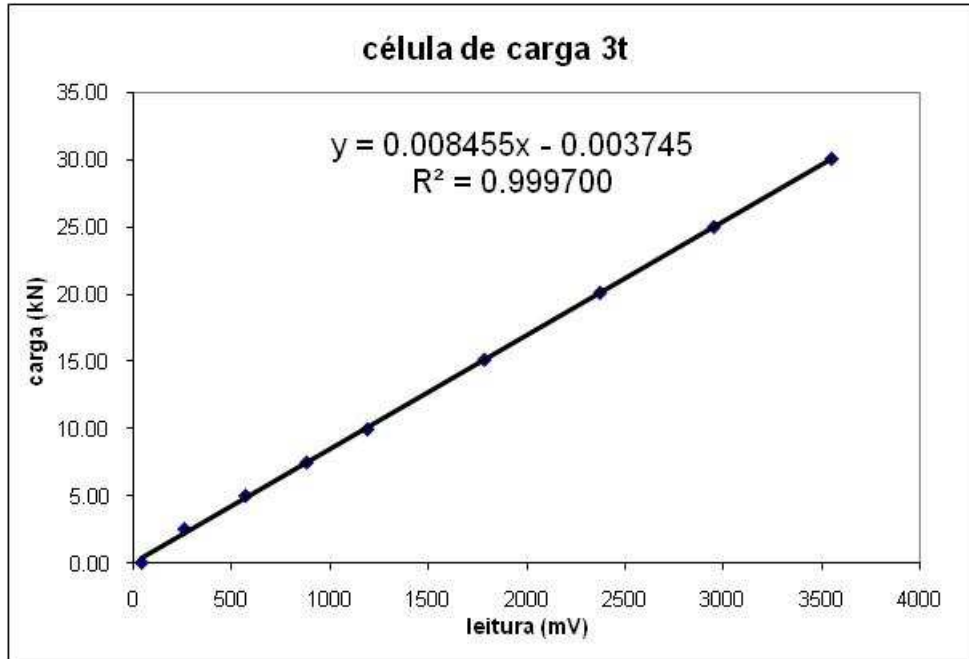


Figura 3.11: Curva de calibração do sinal amplificado da célula de carga

## 4 RESULTADOS E ANÁLISES

### 4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

São apresentados e analisados, neste capítulo, os resultados dos ensaios de compressão triaxial realizados. Todas as amostras, como já mencionado, são cisalhadas de forma drenada, sob trajetórias de tensões convencionais.

Inicialmente, o comportamento tensão-deformação do solo com e sem reforço é discutido, através das curvas de resistência em função da deformação distorcional e de variação volumétrica em função da deformação distorcional. Na sequência, são definidas as envoltórias de ruptura dos materiais estudados e, então, os respectivos parâmetros de resistência são obtidos. É analisada, também, a rigidez das misturas através das curvas de módulo cisalhante em função da deformação distorcional.

Para melhor compreensão do comportamento mecânico do compósito solo-fibra, quando pertinente, os resultados são comparados com o estudo realizado por Casagrande (2005), onde ensaios triaxiais em areia reforçada com fibras de polipropileno com 3,3dtex e 24mm são abordados.

São também analisados gráficos com as medidas das fibras exumadas após os ensaios e, por fim, uma análise da dilatância dos materiais é realizada.

### 4.2 DEFINIÇÕES E NOTAÇÕES BÁSICAS

Os invariantes de tensão,  $p'$  (tensão efetiva média normal) e  $q$  (tensão desvio), e os parâmetros de deformabilidade,  $\varepsilon_v$  (deformação volumétrica),  $\varepsilon_s$  (deformação distorcional) e  $v$  (volume específico), utilizados na apresentação gráfica dos resultados, são definidos como:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_a + 2\sigma'_r) \quad (4.1)$$

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

$$\varepsilon_v = (\varepsilon_a + 2\varepsilon_r) \quad (4.3)$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (4.4)$$

$$\nu = 1 + e \quad (4.5)$$

Onde:  $\sigma'_a$  e  $\sigma'_r$  são as tensões efetivas axial e radial, respectivamente,

$\varepsilon_a$  e  $\varepsilon_r$  são as deformações totais axial e radial, respectivamente,

$e$  é o índice de vazios.

Para o estudo da rigidez das misturas, os resultados dos ensaios foram analisados através do módulo cisalhante das amostras,  $G$ , definido pela equação:

$$G = \frac{\delta q}{3\delta\varepsilon_s} \quad (4.6)$$

### 4.3 COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Os resultados dos ensaios realizados com a areia sem reforço são apresentados na Figura 4.1, onde, para as diferentes tensões confinantes efetivas, são definidas as curvas de resistência em função da deformação distorcional e de deformação volumétrica em função da deformação distorcional do material. O comportamento das amostras sem reforço, quando cisalhadas, não distingue do esperado. A resistência da areia, com densidade relativa intermediária, aumenta com o aumento da tensão confinante efetiva e não apresenta picos. É verificado o comportamento inicial compressivo seguido de expansão do solo.

Ainda, fica evidenciada, pelos dois ensaios realizados a 100kPa de tensão confinante efetiva, a reprodutibilidade dos resultados gerados pelo equipamento. Tanto as curvas de resistência *versus* deformação distorcional quanto as curvas de variação volumétrica *versus* deformação distorcional confirmam a afirmação (Figura 4.1).

Diferentemente dos ensaios realizados no solo reforçado, a tensão confinante efetiva mais baixa dos ensaios realizados na areia sem reforço é de 50kPa, em vez de 20kPa. O ruído

gerado durante a coleta dos dados do ensaio realizado na areia com 20kPa de tensão confinante efetiva não possibilita a adequada aquisição dos resultados.

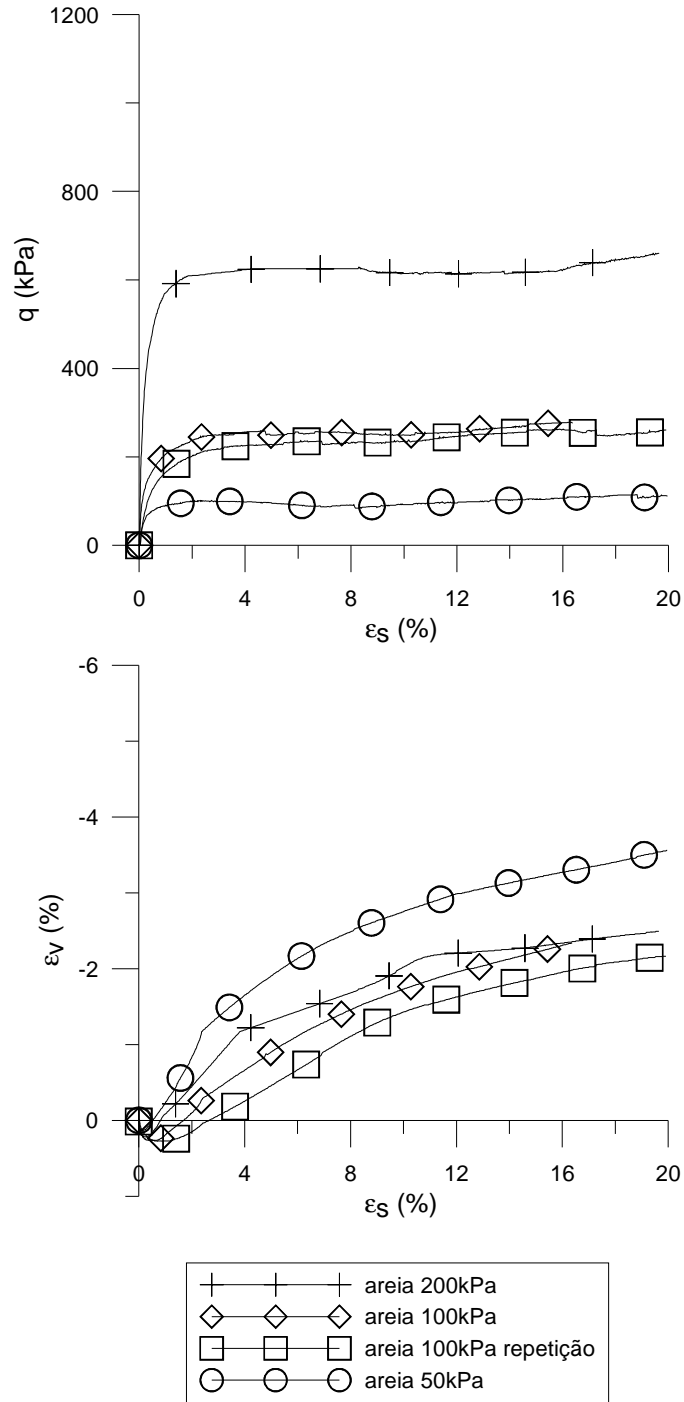


Figura 4.1: Curvas resistência versus deformação distorcional e volumétrica versus deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material sem reforço

São verificados, na Figura 4.1, no ensaio realizado a 200kPa de tensão confinante efetiva, valores inesperados de deformação volumétrica, atribuídos à variabilidade inerente ao ensaio, como acontece nas curvas de variação volumétrica *versus* deformação distorcional dos dois ensaios realizados a 100kPa de tensão confinante efetiva. Ainda assim a tendência inicial de compressão e posterior de expansão é mantida.

Na Figura 4.2, são apresentados os resultados dos ensaios realizados em areia reforçada com fibras de 24mm de comprimento e título de 100dtex, equivalente a um índice aspecto de 240. Da mesma forma, as curvas de resistência em função da deformação distorcional e de deformação volumétrica em função da deformação distorcional do material reforçado são definidas. É verificado o nítido acréscimo de resistência, sem formação de pico, em função da adição das fibras em relação ao material não reforçado. A resistência, conforme o esperado, aumenta com o aumento da tensão confinante efetiva.

Ainda, na Figura 4.2, é percebido o comportamento inicial de compressão e posterior de expansão do material reforçado, como ocorre na areia sem reforço. Diferentemente do esperado, os valores de deformação volumétrica indicam que as fibras conferem ao solo maior expansividade. Os valores inesperados de deformação volumétrica do ensaio realizado a 200kPa de tensão confinante efetiva, são também atribuídos à variabilidade inerente ao ensaio.

Na busca por uma explicação para o comportamento mais expansivo do solo reforçado, um novo ensaio triaxial é realizado na matriz arenosa, sem reforço, com o índice de vazios menor, levando em consideração a redução do valor provocada quando as fibras são adicionadas. O valor do índice de vazios das amostras do material sem reforço é 0,750 e o valor do índice de vazios das amostras reforçadas, considerando as fibras, é 0,725. Então um novo ensaio é realizado em uma amostra de areia não-reforçada com índice de vazios de 0,725 e comparado com o ensaio realizado na amostra de areia não-reforçada com índice de vazios 0,750. Na Figura 4.3, a comparação dos resultados é apresentada. É verificado o aumento da expansividade da areia com a redução do índice de vazios, entretanto o aumento é muito modesto e não explica o comportamento mais expansivo das amostras reforçadas, que passa a ser atribuído à mudança da estrutura oriunda da inclusão de fibras ao material. Ainda assim, a comparação apresentada é útil para demonstrar a coerência dos resultados gerados no

equipamento desenvolvido. Para a amostra com índice de vazios menor, o comportamento expansivo é mais pronunciado e os valores de resistência são maiores.

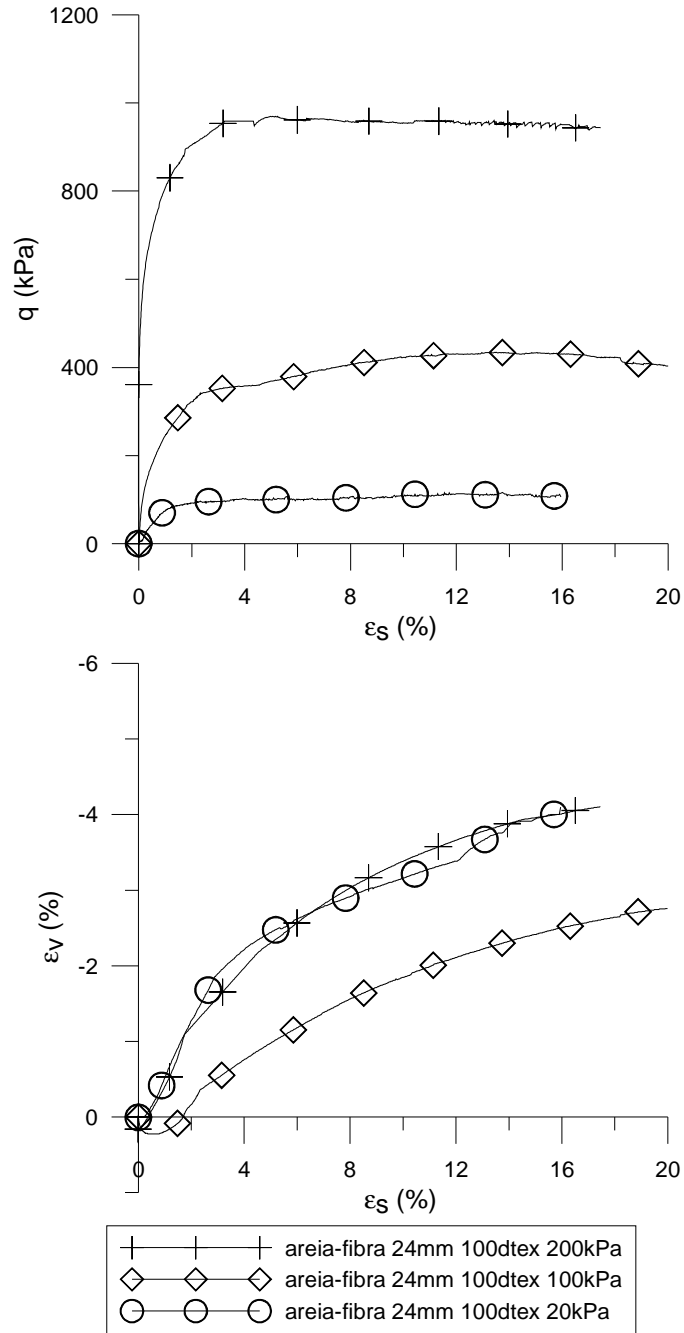


Figura 4.2: Curvas resistência *versus* deformação distorcional e variação volumétrica *versus* deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material reforçado com fibras de 24mm e 100dtex

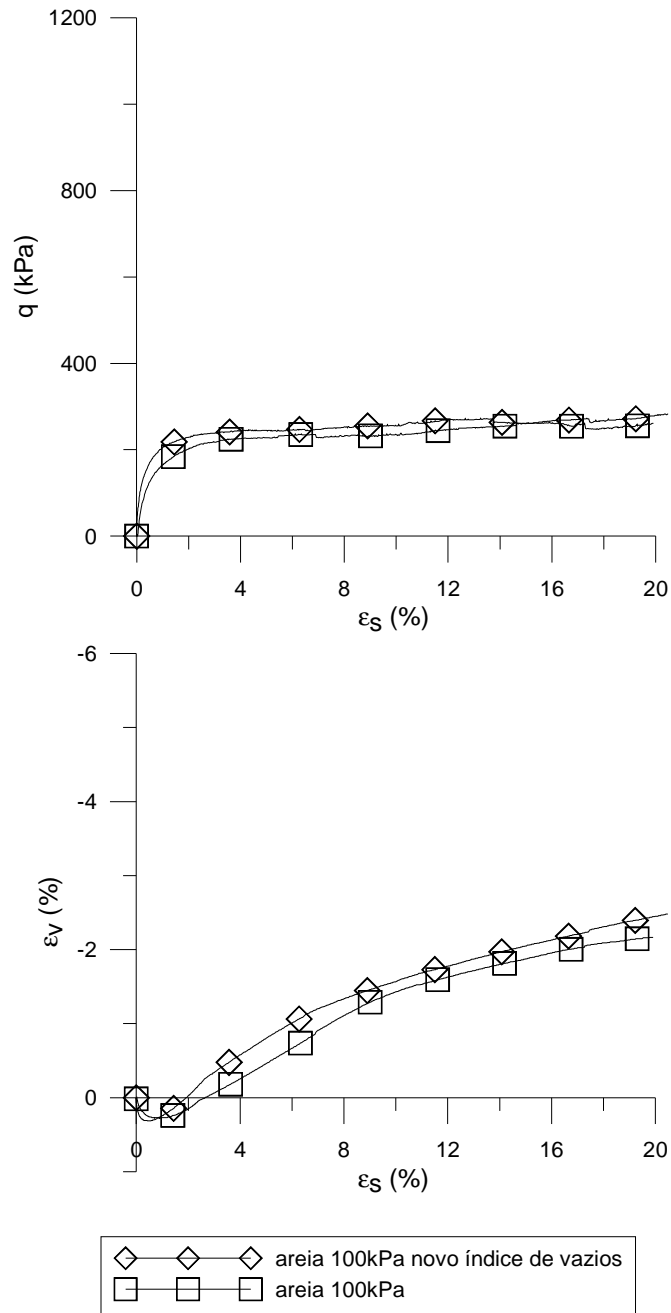


Figura 4.3: Curvas resistência *versus* deformação distorcional e variação volumétrica *versus* deformação distorcional, em 100kPa de tensão confinante, do material não-reforçado em diferentes índices de vazios

As curvas de resistência e de deformação volumétrica em função da deformação distorcional do solo reforçado com fibras de 24mm de comprimento e título de 3,3dtex, equivalente a um índice aspecto de 1043, são definidas na Figura 4.4 como resultados dos ensaios triaxiais realizados. O nítido acréscimo de resistência, sem formação de pico, em



relação ao material não reforçado também é verificado. A resistência, conforme o esperado, também aumenta com o aumento da tensão confinante efetiva. O ganho de resistência e a tendência de enrijecimento da mistura são mais pronunciados em comparação à areia reforçada com fibras de índice aspecto de 240. Esse maior ganho e essa tendência mais pronunciada são atribuídos ao aumento do índice aspecto das fibras.

O comportamento do solo com reforço, na Figura 4.4, inicialmente compressivo e posteriormente expansivo, como na areia sem reforço, é visualizado. Os valores de deformação volumétrica, diferentemente do esperado, apontam que, em relação ao material sem reforço, da mesma forma, as fibras provocaram um comportamento mais expansivo.

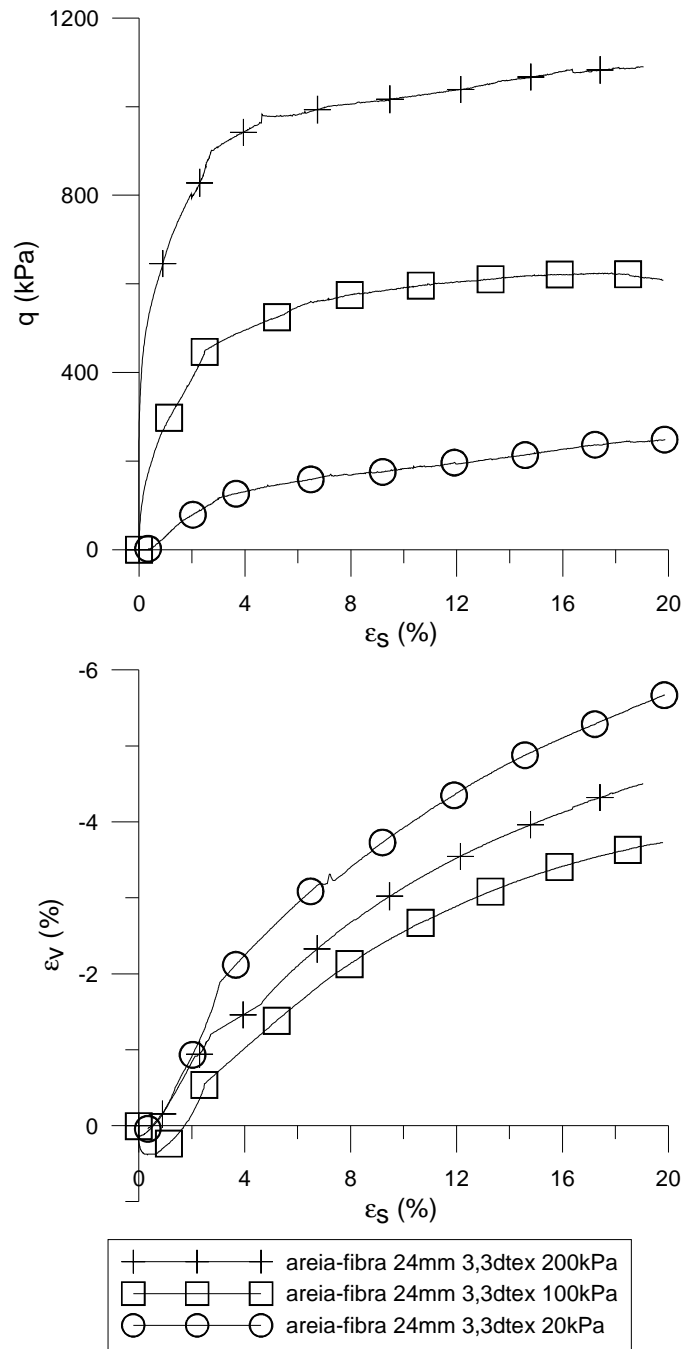


Figura 4.4: Curvas resistência *versus* deformação distorcional e variação volumétrica *versus* deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material reforçado com fibras de 24mm e 3,3dtex

São apresentadas, na Figura 4.5, as curvas de resistência em função da deformação distorcional e de deformação volumétrica em função da deformação distorcional do material reforçado com a adição concomitante de fibras de diferentes índices aspecto, 240 e 1043,

correspondentes às inclusões com 24mm de comprimento e títulos de 100 e 3,3dtex respectivamente.

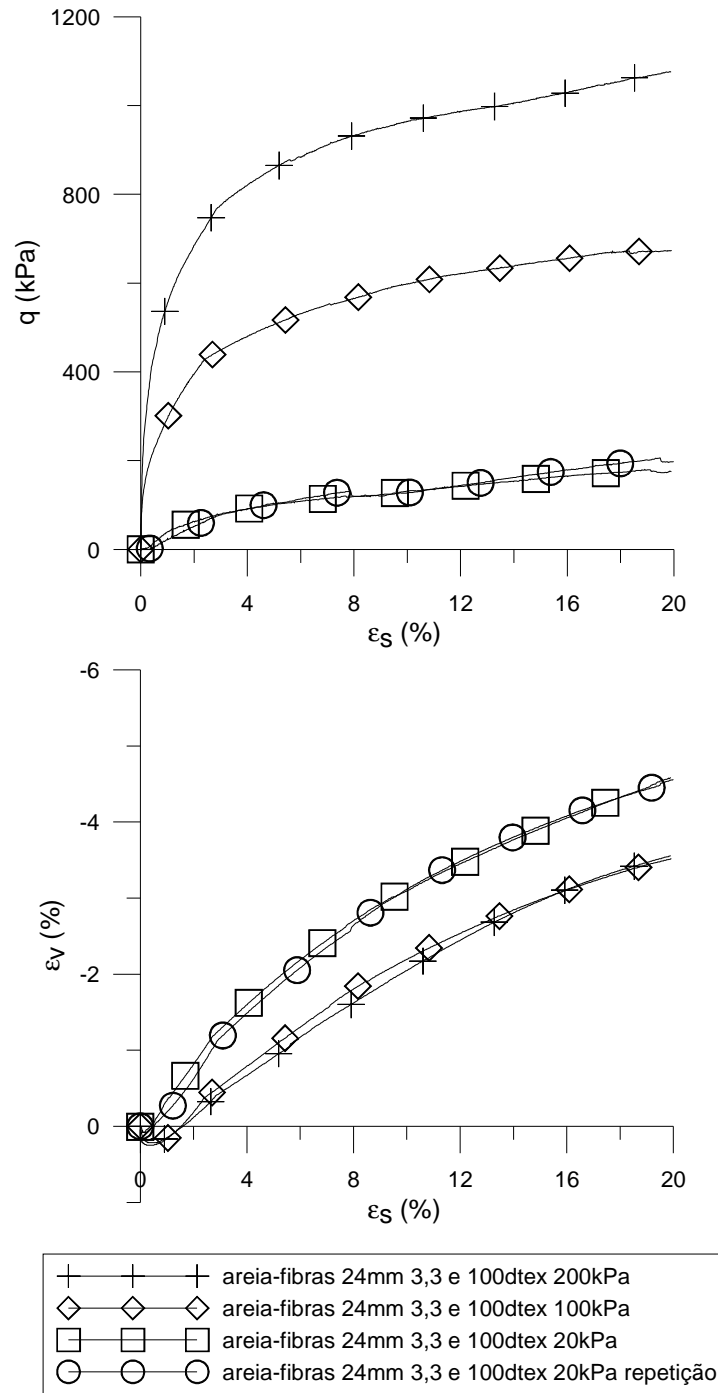


Figura 4.5: Curvas resistência *versus* deformação distorcional e variação volumétrica *versus* deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material reforçado com fibras de 3,3 e 100dtex com 24mm

É novamente verificada, na Figura 4.5, a reprodutibilidade dos resultados gerados pelo equipamento desenvolvido através dos dois ensaios realizados a 20kPa de tensão confinante efetiva. Tanto a curva de resistência *versus* deformação distorcional, quanto a curva de deformação volumétrica *versus* deformação distorcional, são coincidentes. Os resultados mostram uma tendência de comportamento intermediário do material reforçado com dois tipos de fibras. Na Figura 4.6, uma comparação é apresentada entre os resultados dos ensaios realizados com o solo reforçado por um tipo de fibra, índices aspectos de 240 e 1043 isoladamente, e por dois tipos de fibra, índices aspecto 240 e 1043 simultaneamente.

Não é verificada, também como no solo sem reforço e no solo reforçado por um só tipo de fibra, conforme a Figura 4.5, a formação de picos de resistência para o material reforçado por dois tipos de fibra. O ganho de resistência em relação à areia não reforçada também é percebido e, a maiores deformações axiais, da ordem de 16%, tende a ser semelhante ao do solo reforçado somente com as fibras de 3,3dtex (Figura 4.6). Porém, a menores deformações, o acréscimo de resistência tende a ser inferior ao do solo reforçado pelas fibras isoladamente (Figura 4.6). O comportamento inicialmente compressivo e posteriormente expansivo é, da mesma forma, verificado, em valores de deformação volumétrica intermediários aos da areia reforçada com um só tipo de fibra.

Os resultados dos ensaios realizados na matriz arenosa reforçada com fibras de 50mm de comprimento e título de 100dtex, equivalente a um índice aspecto de 500, são apresentados na Figura 4.7, onde, para as diferentes tensões confinantes efetivas, são definidas as curvas de resistência em função da deformação distorcional e de deformação volumétrica em função da deformação distorcional do novo material. As amostras, quando cisalhadas, apresentam, claramente, um comportamento de enrijecimento (*hardening*), onde é nítido o ganho de resistência e não há formação de picos. O ganho de resistência, como esperado, é maior para maiores tensões confinantes efetivas. Também é verificado, na Figura 4.7, o comportamento inicial compressivo seguido de expansão do compósito.

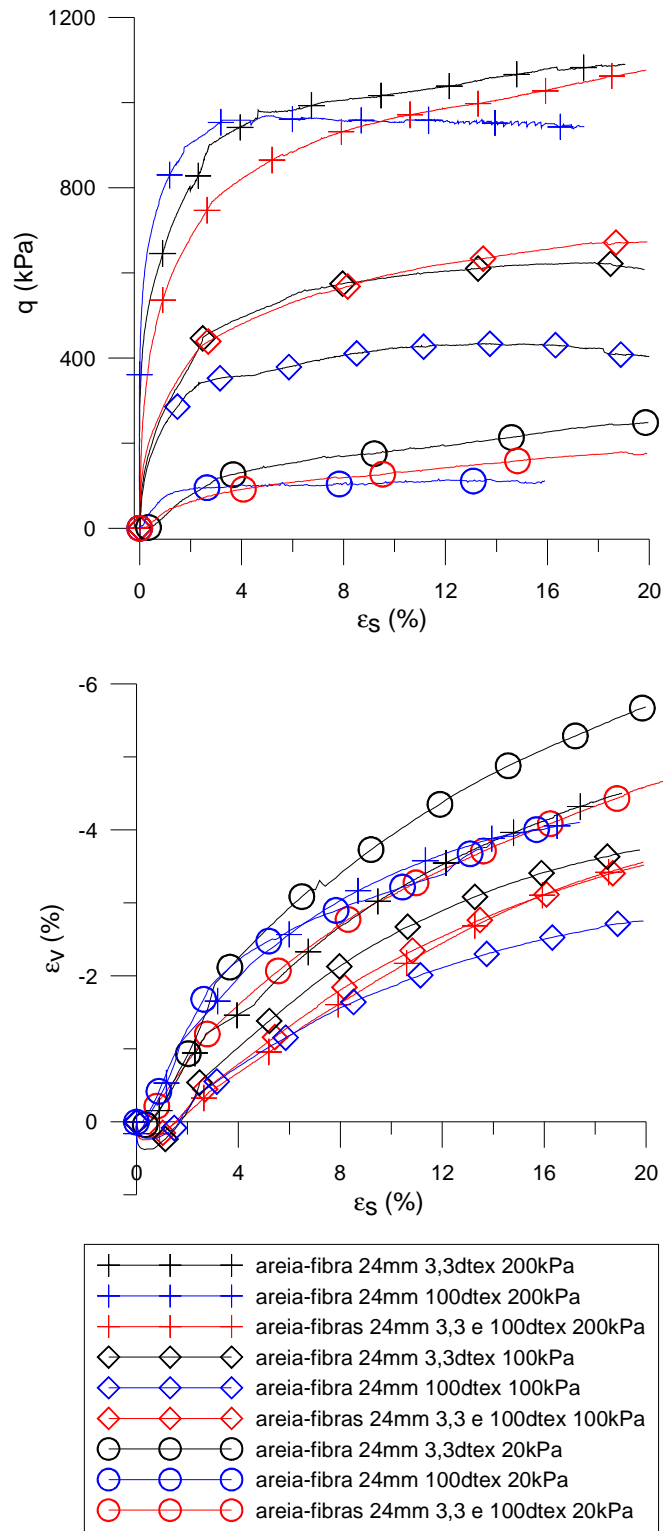


Figura 4.6: Curvas resistência *versus* deformação distorcional e volumétrica *versus* deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material reforçado por um e por dois tipos de fibra

Mais pronunciadamente do que as demais fibras, as de 50mm de comprimento e título de 100dtex conferem aumento contínuo no ganho de resistência ao material em relação à areia não-reforçada, inclusive a maiores deformações, conforme Figura 4.7. Não há tendência de decréscimo no valor da resistência, em corroboração ao estudo realizado por Consoli et al.(2007-a, 2005-a), onde, mesmo sob muito elevadas deformações, o ganho de resistência de uma areia micro-reforçada não foi reduzido. A Figura 4.7 mostra, ainda, o crescimento da taxa de ganho de resistência com o aumento da tensão confinante, justificado pela mais efetiva interação solo-reforço em função das maiores tensões nos contatos entre as partículas de solo e as fibras.

Tendo em vista tal comportamento claro de enrijecimento e para melhor definição da envoltória de ruptura do compósito com fibras de 50mm de comprimento e título de 100dtex, são realizados ensaios não só nas tensões confinantes efetivas de 20, 100 e 200kPa, mas também nas tensões confinantes efetivas de 400 e 550kPa, como é apresentado na Figura 4.7.

Os resultados dos ensaios apresentados na Figura 4.8, realizados na matriz arenosa reforçada por fibras de título 100dtex com 12, 24, 36 e 50mm de comprimento, equivalentes a índices aspecto de 120, 240, 360 e 500, respectivamente, indicam então a partir de qual índice aspecto o comportamento de enrijecimento passa a ser mais nítido. Fica claro que, para o material estudado, a partir do índice aspecto 240, o comportamento de enrijecimento (*hardening*) é acentuado. Fica indicado, na Figura 4.8, ainda, conforme esperado, a tendência de menor expansividade do material com o aumento do índice aspecto das fibras.

Comparação análoga é apresentada na Figura 4.9 com os resultados dos ensaios realizados no material reforçado com fibras de título 3,3dtex com comprimentos de 24 e 50mm, equivalentes a índices aspectos de 1043 e 2174, respectivamente. O comportamento de enrijecimento da amostra reforçada com fibras de índice aspecto 1043 não é observado na amostra reforçada com fibras de índice aspecto 2174. A dificuldade de mistura e homogeneização da amostra com as fibras de maior índice aspecto justificam o resultado inesperado. Ainda assim, fica também indicado, na Figura 4.9, a tendência de menor expansividade do compósito com o aumento do índice aspecto do reforço.

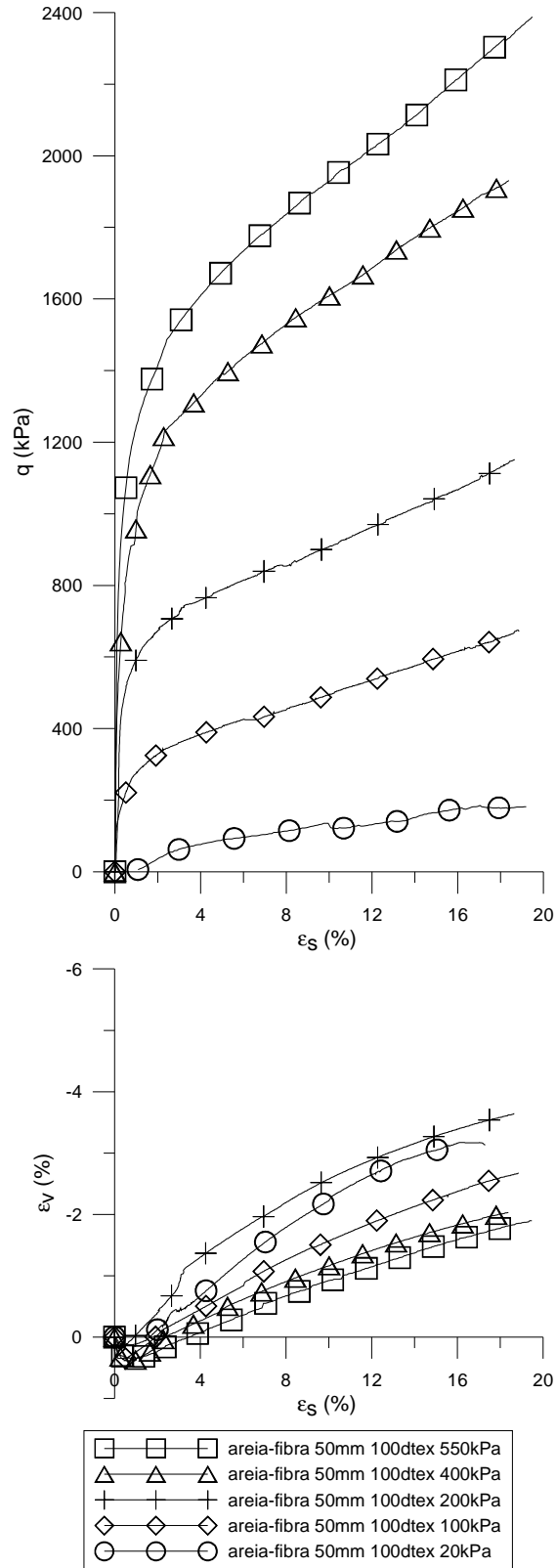


Figura 4.7: Curvas resistência *versus* deformação distorcional e variação volumétrica *versus* deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material reforçado com fibras de 50mm e 100dtex

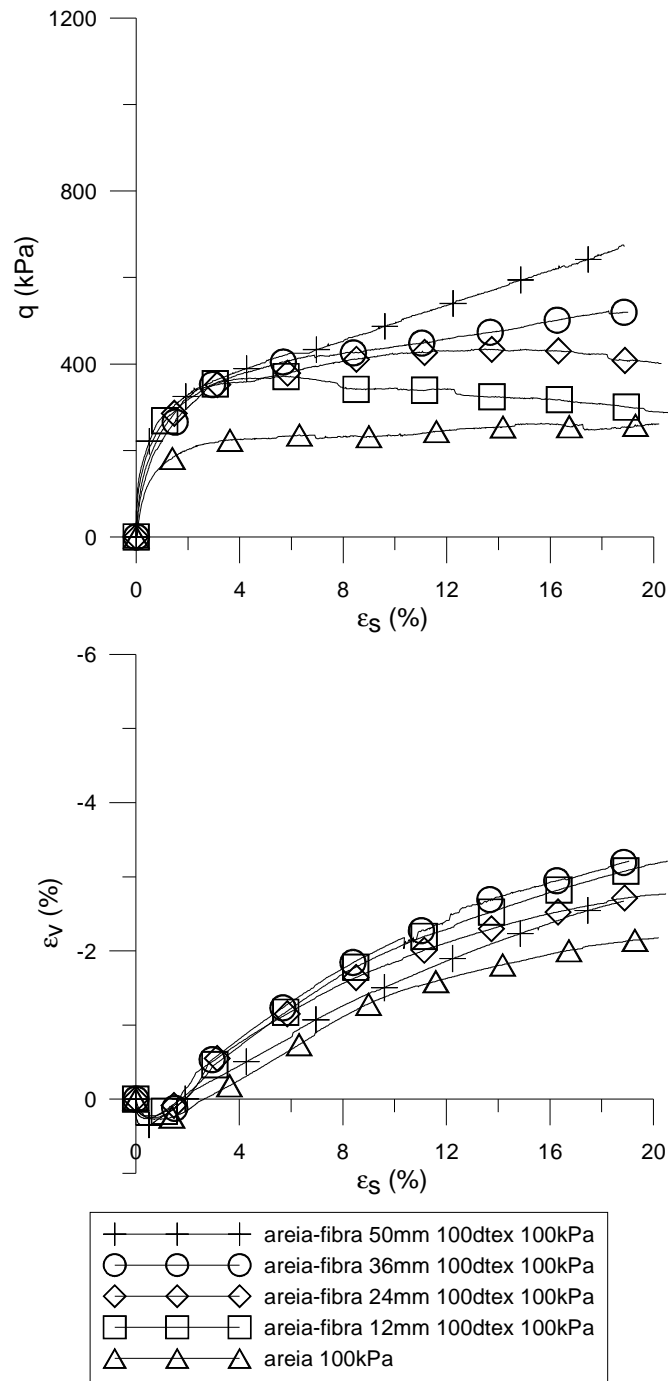


Figura 4.8: Curvas resistência *versus* deformação distorcional e variação volumétrica *versus* deformação distorcional, em 100kPa de tensão confinante, do material reforçado com fibras de 100dtex com 50, 36, 24 e 12mm e do material sem reforço



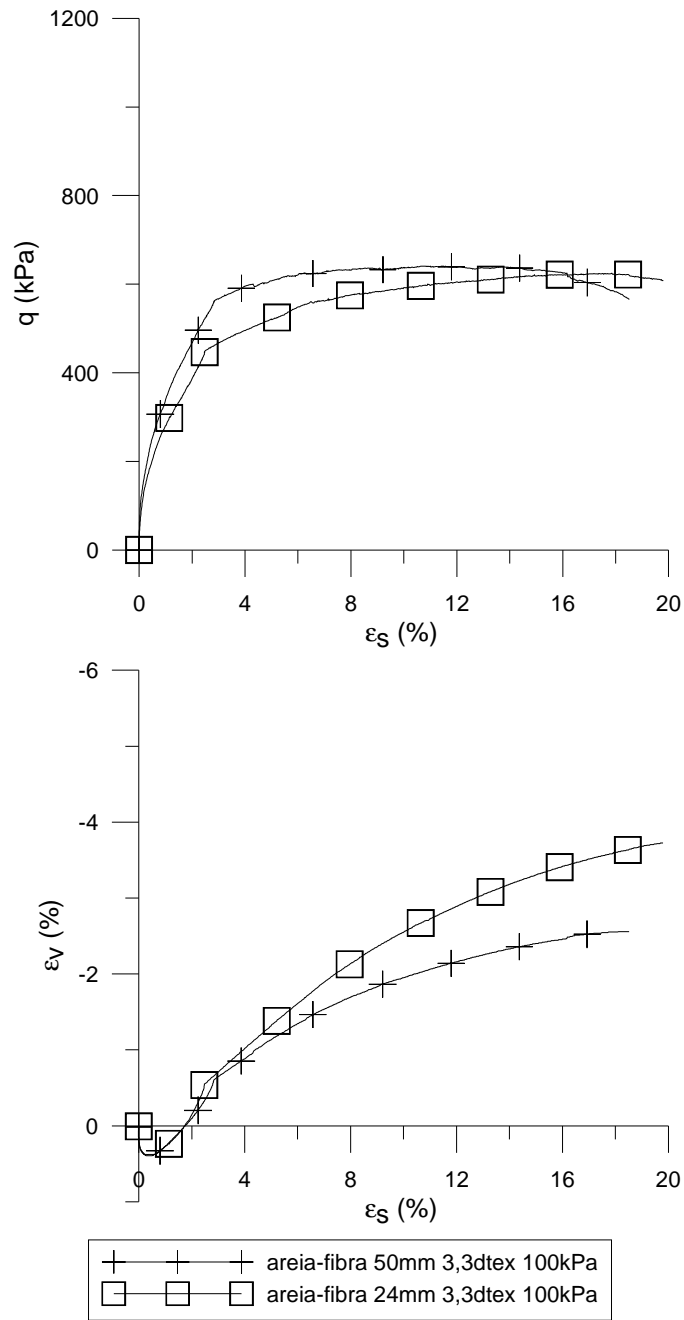


Figura 4.9: Curvas resistência *versus* deformação distorcional e variação volumétrica *versus* deformação distorcional, em 100kPa de tensão confinante, do material reforçado com fibras de 3,3dtex com 50 e 24mm

#### 4.4 ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA E PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A partir dos resultados dos ensaios triaxiais, realizados sob diferentes tensões confinantes efetivas, os parâmetros de resistência das misturas analisadas, ângulo de atrito interno,  $\phi'$ , e intercepto coesivo,  $c'$ , são definidos através de suas envoltórias de ruptura.

Nos casos em que, quando cisalhadas, as amostras não evidenciam picos pronunciados de resistência, a deformação distorcional de 17% é tomada como ruptura e os respectivos valores de tensões são utilizados para definição dos parâmetros de resistência dos materiais.

Na Figura 4.10, a envoltória de ruptura da areia não reforçada é, dessa forma, apresentada. Conforme esperado, o ajuste linear cruzando a origem mostra-se adequado. São então definidos, a partir da envoltória, o ângulo de atrito interno de  $37,0^\circ$  e o intercepto coesivo nulo do material não-reforçado.

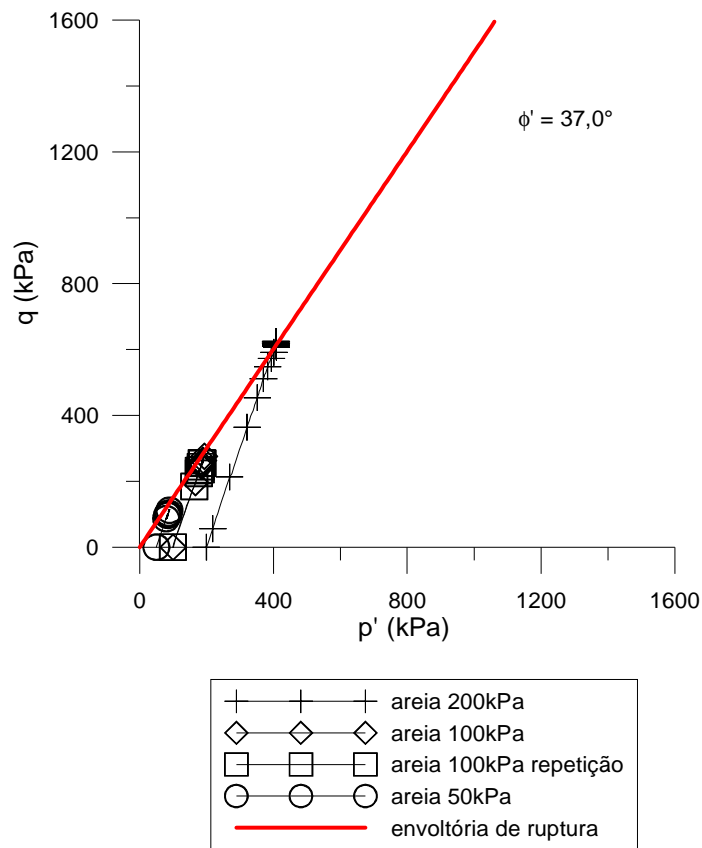


Figura 4.10: Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material não reforçado

O acréscimo de resistência oriundo da inclusão das fibras é também constatado através das envoltórias de ruptura e dos respectivos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Na Figura 4.11, é, assim, definida a envoltória da areia reforçada com fibras de 100dtex com 24mm de comprimento, equivalente a um índice aspecto de 240. O ajuste linear é também adotado. O valor do ângulo de atrito interno da mistura é de  $43,4^\circ$  e do intercepto coesivo é de 4,8kPa. A esperada bi-linearidade da envoltória de ruptura não é verificada em função do relativo baixo nível de tensões confinantes dos ensaios realizados com essa mistura.

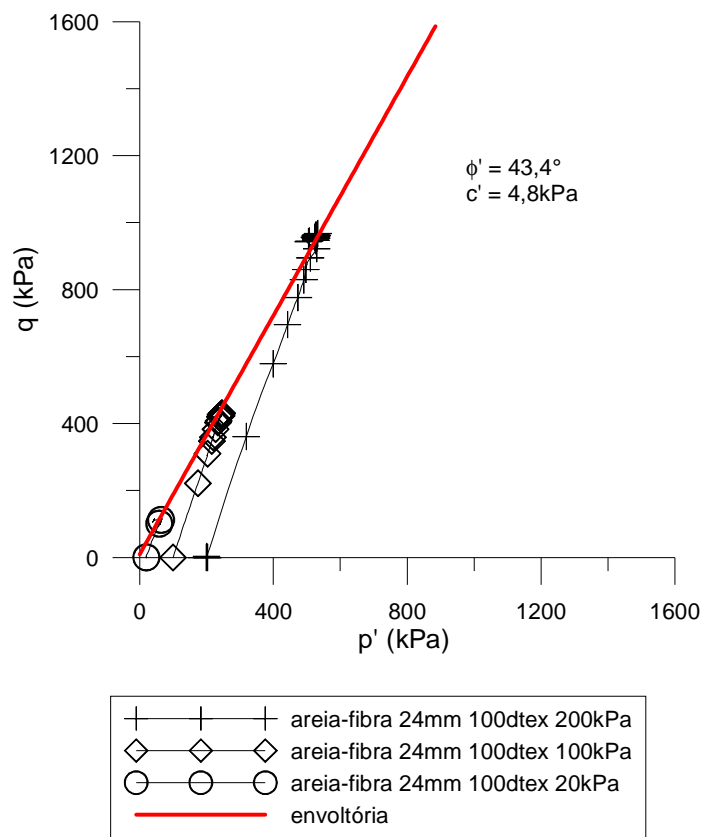


Figura 4.11: Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado com fibras de 100dtex com 24mm, equivalente a um índice aspecto de 240

É apresentada, na Figura 4.12, a envoltória de ruptura do material reforçado com fibras de 3,3dtex com 24mm, equivalente a um índice aspecto de 1043. São, da mesma forma, definidos os parâmetros de resistência ao cisalhamento da mistura através de um ajuste linear. O ângulo de atrito interno é de  $44,6^\circ$  e o intercepto coesivo de 30,9kPa. O sensível aumento dos parâmetros de resistência, em relação ao material não reforçado, é também verificado.

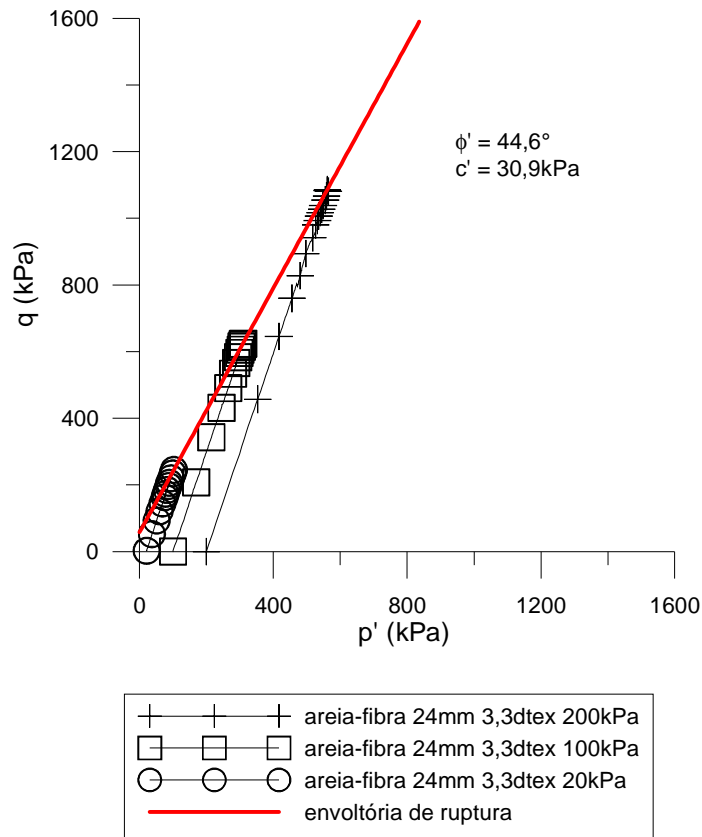


Figura 4.12: Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado com fibras de 3,3dtex com 24mm, equivalente a um índice aspecto de 1043

Os parâmetros de resistência e a envoltória de ruptura da areia reforçada com fibras de 3,3 e 100dtex com 24mm, simultaneamente, são apresentados na Figura 4.13. O ângulo de atrito interno do material é de  $45,5^\circ$  e o intercepto coesivo é de 19,4kPa. O acréscimo dos valores dos parâmetros de resistência é também pronunciado. O valor do ângulo de atrito interno dessa mistura é muito próximo aos valores das misturas reforçadas com um só tipo de fibra. Já o intercepto coesivo apresenta valor intermediário.

Para melhor compreensão do efeito do índice aspecto das fibras nos parâmetros de resistência das misturas, são agrupadas, na Figura 4.14, as envoltórias de ruptura dos compósitos com fibras de 3,3dtex e 24mm, equivalente a um índice aspecto de 1043, e com fibras de 100dtex e 24mm, equivalente a um índice aspecto de 240. O paralelismo das envoltórias indica a pequena influência do índice aspecto das fibras nos valores de ângulo de atrito interno das misturas. Entretanto, na mistura com fibras de maior índice aspecto, o

intercepto coesivo é, pelo menos, seis vezes maior do que na mistura com fibras de menor índice aspecto.

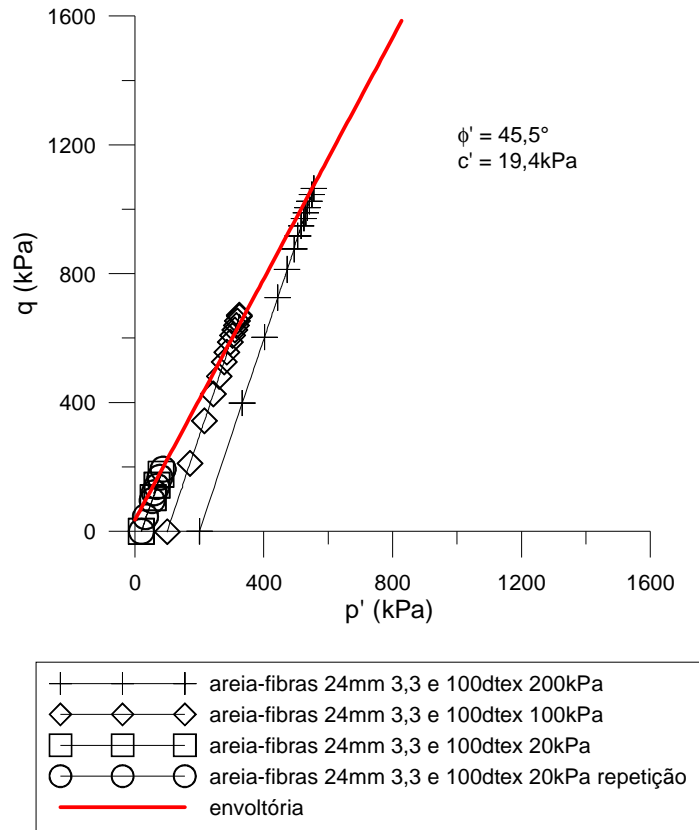


Figura 4.13: Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado simultaneamente com fibras de 3,3 e 100dtex com 24mm, equivalente a índices aspecto de 1043 e 240

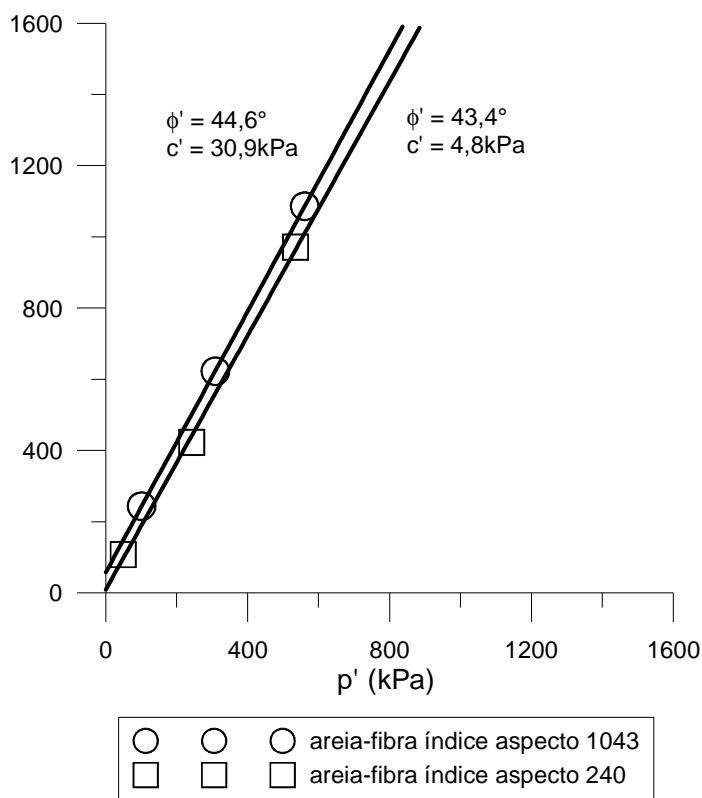


Figura 4.14: Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado com fibras de índice aspecto de 1043 e de 240

Os resultados dos ensaios realizados nas misturas com fibras de 3,3dtex com 24mm são corroborados pelo estudo realizado por Casagrande (2005), onde ensaios triaxiais, sob trajetórias de tensões convencionais, de descarregamento lateral e de  $p'$  constante, também em areia fina reforçada com fibras de polipropileno com 3,3dtex e 24mm são abordados. Na Figura 4.15, são agrupadas e comparadas as envoltórias de ruptura definidas nesta pesquisa e no estudo de Casagrande (2005). A envoltória de ruptura definida nesta pesquisa é muito semelhante, paralela, ao primeiro trecho da envoltória bi-linear, definida por Casagrande (2005). Para o primeiro trecho da envoltória, Casagrande define um ângulo de atrito interno de  $44,5^\circ$  e um intercepto coesivo de 16,7kPa. O valor do ângulo de atrito é praticamente idêntico ao valor de  $44,6^\circ$  definido nesta pesquisa, entretanto, o valor do intercepto coesivo é relativamente menor ao valor de 30,9kPa.

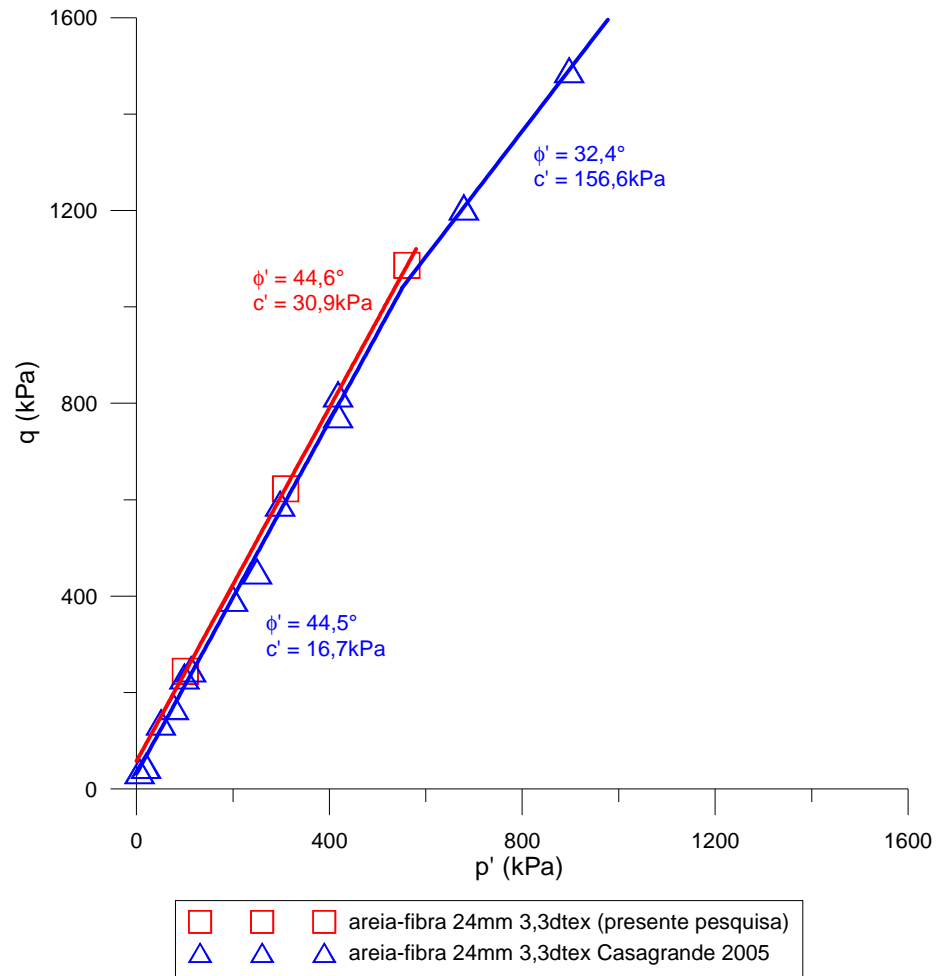


Figura 4.15: Comparação entre as envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado com fibras de 3,3dtex com 24mm, equivalente a um índice aspecto de 1043, definidas na presente pesquisa e por Casagrande (2005)

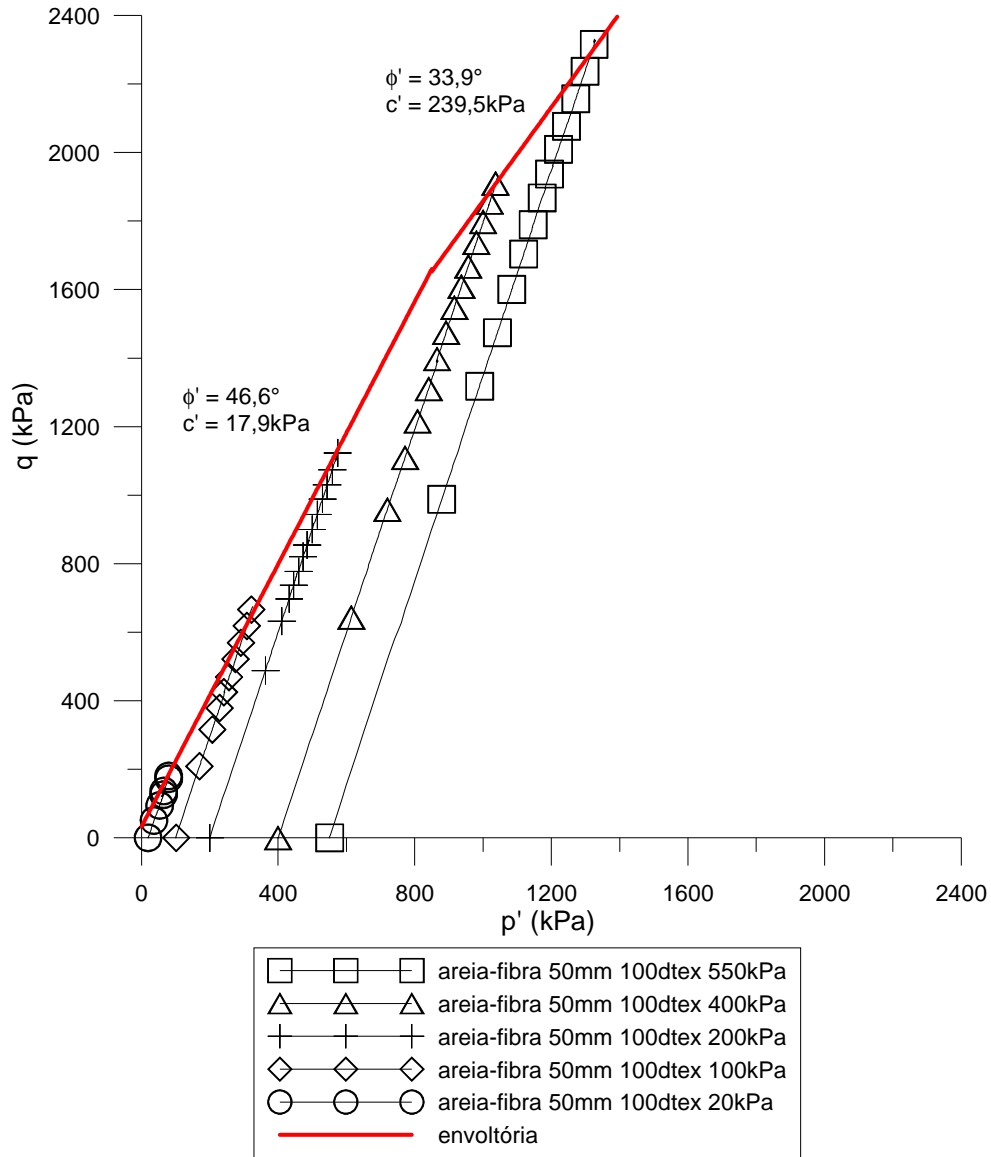


Figura 4.16: Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado com fibras de 100dtex com 50mm, equivalente a um índice aspecto de 500

O aumento de resistência mecânica oriundo da inclusão das fibras é outra vez constatado através da envoltória de ruptura, e dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, das misturas reforçadas com fibras de 100dtex, com 50mm, equivalente a um índice aspecto de 500. A Figura 4.16 apresenta a envoltória de ruptura e os parâmetros de resistência do material. Em confirmação ao que foi postulado por outros pesquisadores (*e.g.* Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; Teodoro & Bueno 1998; Zornberg 2002), a esperada bilinearidade da envoltória de ruptura é, finalmente, verificada em função do relativo elevado nível de tensões alcançado nos ensaios realizados com essa mistura. É possível identificar



uma tensão confinante crítica, onde supostamente deve ocorrer uma mudança no comportamento do material. Gray & Ohashi (1983) foram os primeiros a observar a existência da mudança do mecanismo de ruptura com o aumento da tensão confinante. De acordo com os autores, para tensões inferiores à tensão crítica, o mecanismo de ruptura possivelmente ocorre através do deslizamento e do arrancamento das fibras e, para tensões maiores à tensão crítica, a ruptura é predominantemente governada pela resistência à tração das fibras.

No primeiro trecho da envoltória apresentada na Figura 4.16, o valor do ângulo de atrito interno da mistura é de  $46,6^\circ$  e do intercepto coesivo é de  $17,9\text{kPa}$ . No segundo trecho, como esperado, o valor do ângulo de atrito diminui, para  $33,9^\circ$ , e o valor do intercepto coesivo aumenta, para  $239,5\text{kPa}$ .

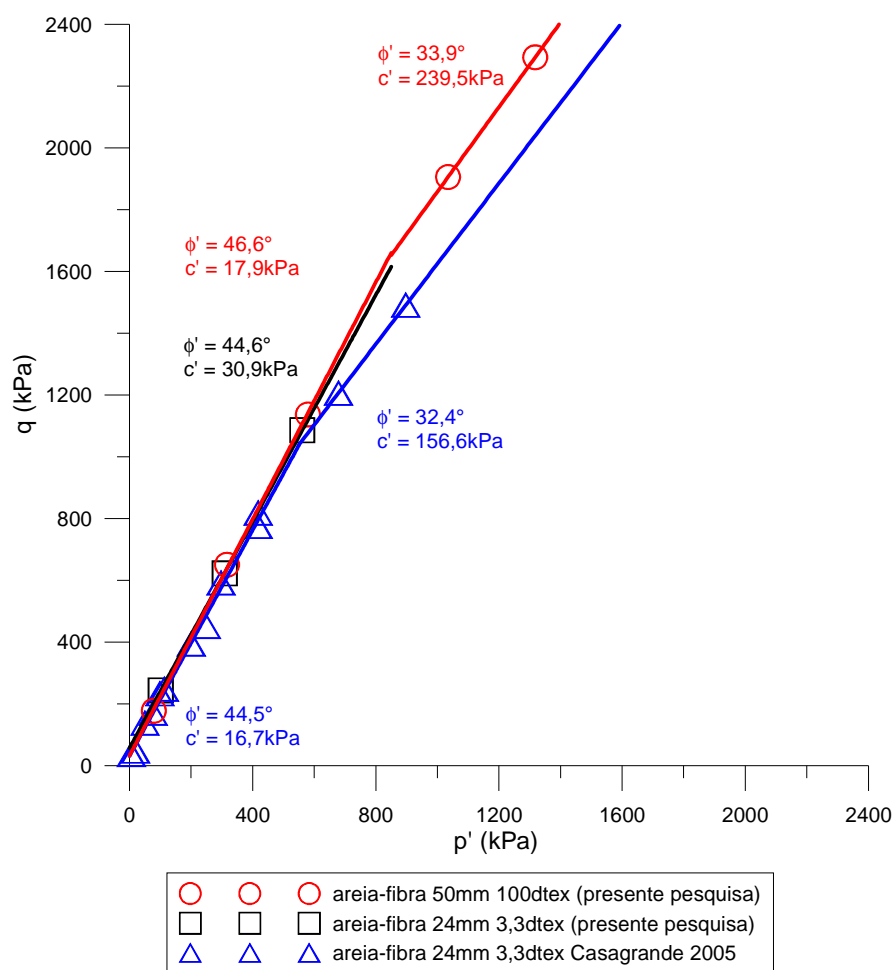


Figura 4.17: Comparação entre as envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado com fibras de 3,3dtex com 24mm, equivalente a um índice aspecto de 1043, e com fibras de 100dtex com 50mm, equivalente a um índice aspecto de 500

Quando agrupadas, na Figura 4.17, as envoltórias de ruptura dos compósitos reforçados por fibras de 3,3dtex com 24mm, equivalente a um índice aspecto de 1043, e dos compósitos reforçados por fibras de 100dtex com 50mm, equivalente a um índice aspecto de 500, demonstram, com a redução do índice aspecto das fibras, o aumento do nível de tensões crítico. A Figura 4.17 mostra, novamente, a pequena influência do índice aspecto dos reforços no valor do ângulo de atrito interno das misturas. Tanto nos primeiros, quanto nos segundos trechos das envoltórias de ruptura, o paralelismo das retas é percebido.

São agrupados e apresentados, na Tabela 4.1, os parâmetros de resistência dos materiais estudados relativos aos primeiros trechos das envoltórias de ruptura. Os parâmetros de resistência relativos às segundas porções das envoltórias são agrupados e apresentados na Tabela 4.2. Fica clara, outra vez, a influência da adição de fibras no acréscimo de resistência da areia. São verificados um ângulo de atrito muito elevado na porção inicial e um intercepto coesivo muito alto na segunda porção da envoltória. Os valores dos ângulos de atrito dos compósitos são muito próximos, independentemente do índice aspecto das fibras adicionadas. Em contrapartida, os valores dos interceptos coesivos aumentam com o aumento do índice aspecto. É observado, ainda, que o valor do ângulo de atrito interno da parte final das envoltórias é semelhante ao valor do ângulo de atrito do solo não-reforçado, conferindo paralelismo a essas envoltórias.

Tabela 4.1: Parâmetros de resistência dos materiais estudados relativos às primeiras porções das envoltórias de ruptura

Matriz	Fibras			$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
	Comprimento (mm)	Título (dtex)	Índice aspecto		
Areia-fibra	24	100	240	4,8	43,4
Areia-fibra	24	3,3	1043	30,9	44,6
Areia-fibra (Casagrande, 2005)	24	3,3	1043	16,7	44,5
Areia-fibra	24	3,3 e 100	1043 e 240	19,4	45,5
Areia-fibra	50	100	500	17,9	46,6
Areia	-	-	-	0	37,0
Areia (Casagrande, 2005)	-	-	-	0	33,4

Tabela 4.2: Parâmetros de resistência dos materiais estudados relativos às segundas porções das envoltórias de ruptura

Matriz	Fibras			$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
	Comprimento (mm)	Título (dtex)	Índice aspecto		
Areia-fibra	50	100	500	239,5	33,9
Areia	-	-	-	0	37,0
Areia-fibra (Casagrande, 2005)	24	3,3	240	156,6	32,4
Areia (Casagrande, 2005)	-	-	-	0	33,4

## 4.5 ANÁLISE DA RIGIDEZ

A análise da rigidez do solo, com e sem reforço, é realizada através do estudo das curvas de módulo cisalhante em função da deformação distorcional.

A Figura 4.18 apresenta a curvas de módulo cisalhante em função da deformação distorcional, em escala logarítmica, da areia não-reforçada para diferentes tensões

confinantes. Como esperado, o aumento da rigidez do solo é verificado com o acréscimo da tensão confinante. A Figura 4.18 mostra valores muito próximos de rigidez para os dois ensaios realizados a 100kPa de tensão confinante e evidencia, outra vez, a possibilidade de reprodução dos ensaios. A elevada dispersão inicial dos resultados impossibilita a definição do módulo tangente das amostras para deformações inferiores a 0,01%. Todavia, a análise da rigidez pode ser satisfatoriamente realizada.

Semelhante análise é realizada com os resultados apresentados na Figura 4.19, onde são apresentadas as curvas de módulo cisalhante em função da deformação distorcional, em escala logarítmica, do material reforçado com fibras de 100dtex com 24mm, equivalente a um índice aspecto de 240. O aumento da rigidez do solo reforçado é, da mesma forma, verificado com o acréscimo da tensão confinante. Em primeira análise, é verificado que os valores de módulo de deformação, em relação à areia não-reforçada, não são sensivelmente afetados pela inclusão das fibras.

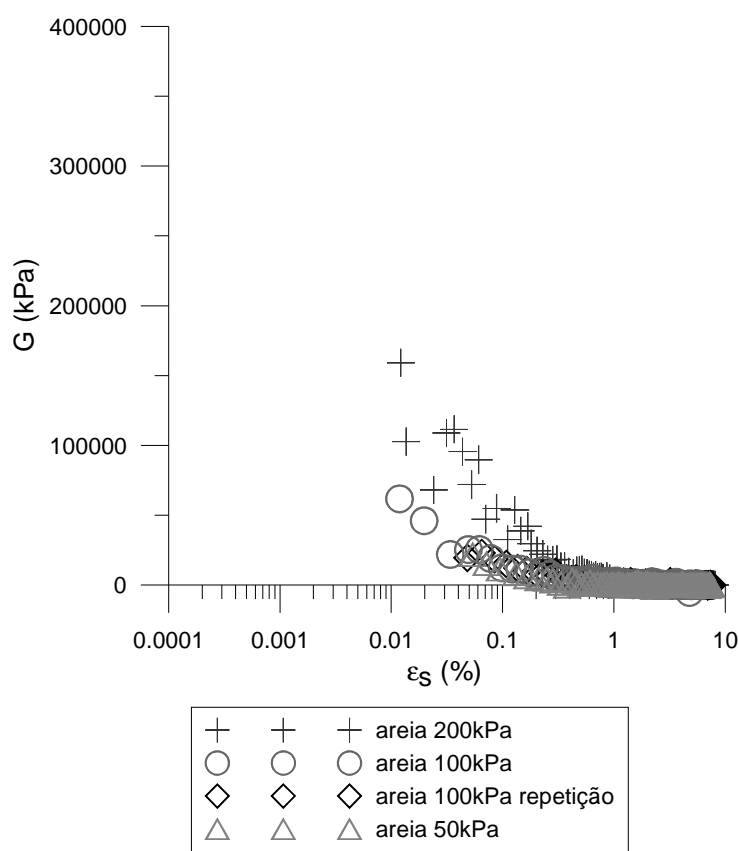


Figura 4.18: Curvas módulo cisalhante *versus* deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material não-reforçado

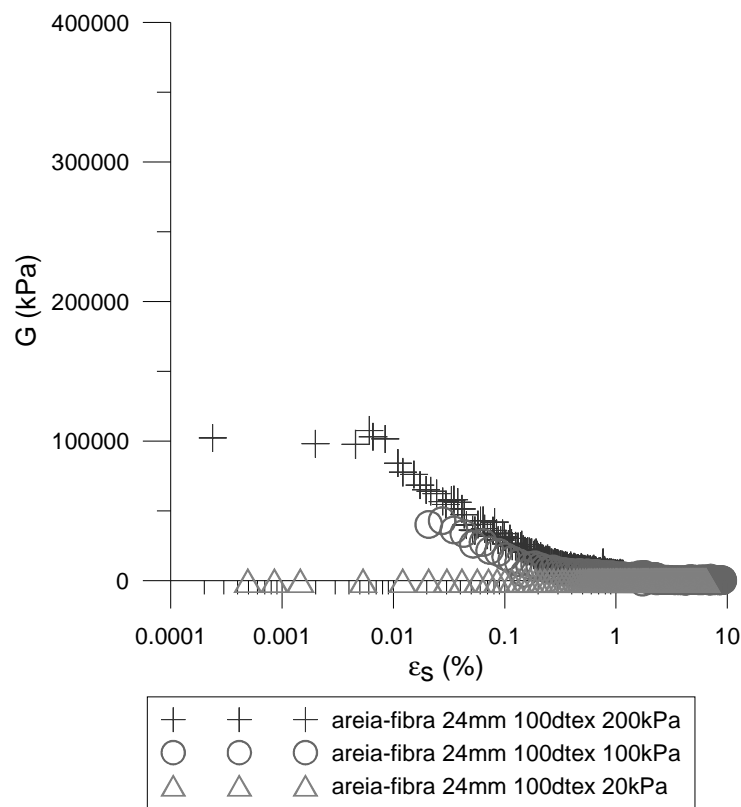


Figura 4.19: Curvas módulo cisalhante *versus* deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material reforçado com fibras de 100dtex com 24mm

Para o material reforçado com fibras de 3,3dtex com 24mm, equivalente a um índice aspecto de 1043, as curvas de módulo cisalhante em função da deformação distorcional são apresentadas na Figura 4.20. Como nos outros materiais, a rigidez das amostras aumenta com o aumento da tensão confinante. Os valores de módulo cisalhante também não são sensivelmente alterados pela inclusão das fibras, em relação à areia não-reforçada e em relação à areia reforçada com fibras de índice aspecto 240.

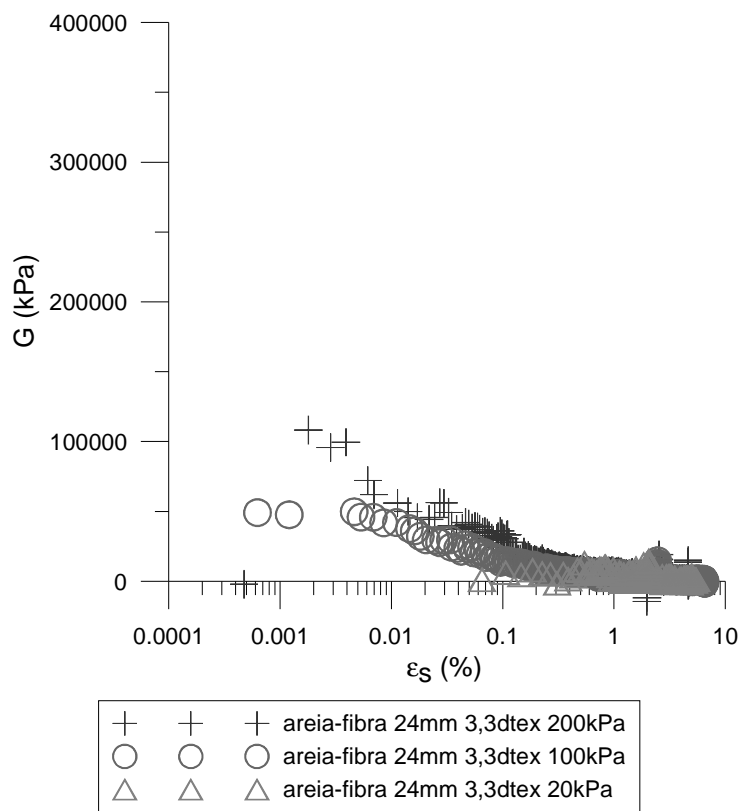


Figura 4.20: Curvas módulo cisalhante *versus* deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material reforçado com fibras de 3,3dtex com 24mm

Para algumas tensões confinantes, nas Figuras 4.19 e 4.20, a menor dispersão dos dados possibilita a determinação dos valores dos módulos em deformações inferiores a 0,01%.

As curvas de módulo cisalhante em função da deformação distorcional do material reforçado simultaneamente por fibras com 24mm de 3,3 e 100dtex, equivalente a índices aspecto de 1043 e 240 respectivamente, são apresentadas na Figura 4.21. O aumento da rigidez do solo reforçado é, outra vez, verificado com o acréscimo da tensão confinante. A inclusão concomitante de dois tipos de fibra também não modificada sensivelmente os valores de módulo cisalhante em relação à areia não-reforçada e em relação ao material reforçado com um só tipo de fibra. Ainda, a Figura 4.21 mostra valores muito próximos de rigidez para os dois ensaios realizados a 20kPa de tensão confinante e evidencia, mais uma vez, a possibilidade de reprodução dos ensaios.

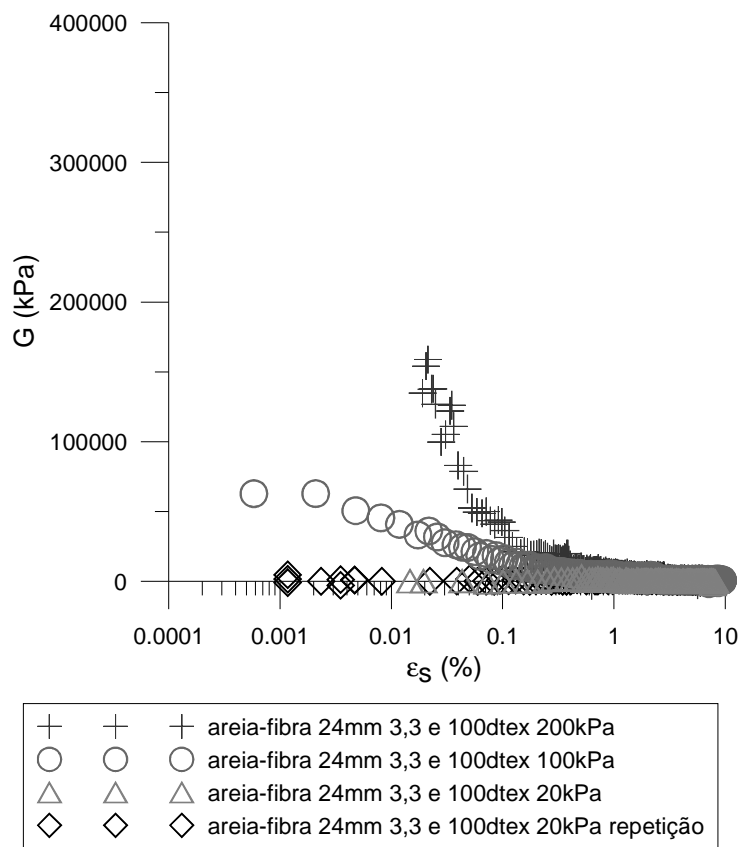


Figura 4.21: Curvas módulo cisalhante *versus* deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material reforçado simultaneamente com fibras de 3,3 e 100dtex com 24mm, equivalente a índices aspecto de 1043 e 240

Melhor análise do efeito da inclusão das fibras na rigidez das amostras pode ser realizada através da Figuras 4.22. A escala vertical é ampliada para facilitar a análise. São apresentadas, na Figura, as curvas de módulo cisalhante em função da deformação distorcional, em escala logarítmica, da areia não-reforçada, da areia reforçada com fibras de 100dtex com 24mm, equivalente a um índice aspecto de 240, da areia reforçada com fibras de 3,3dtex com 24mm, equivalente a um índice aspecto de 1043 e da areia reforçada simultaneamente com fibras de índice aspecto 240 e 1043, para tensão confinante de 100kPa.

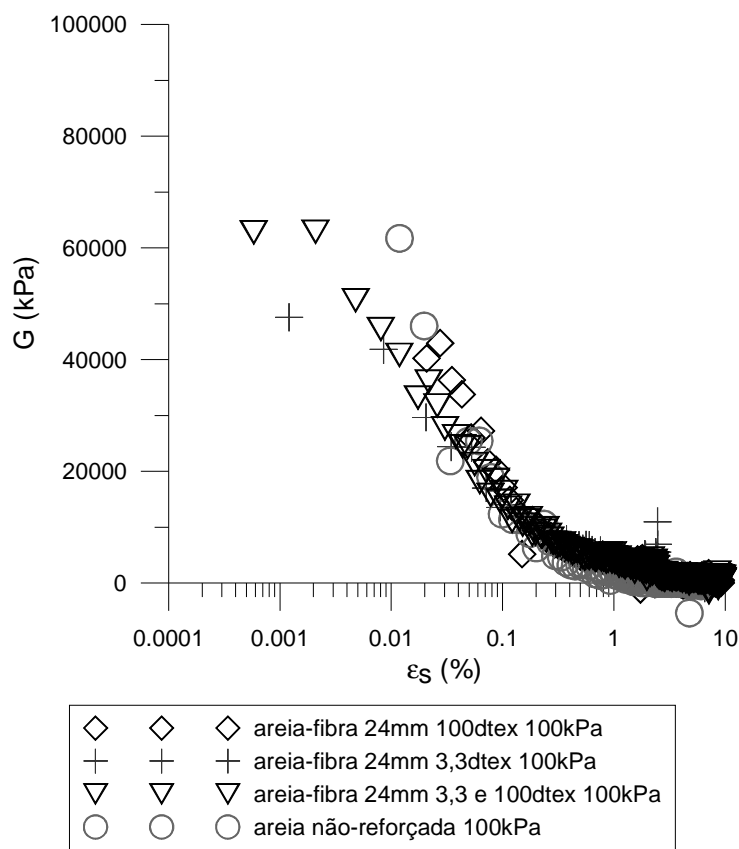


Figura 4.22: Comparação entre as curvas módulo cisalhante *versus* deformação distorcional, para 100kPa de tensão confinante, do material com e sem reforço

É demonstrado, na Figura 4.22, que a inclusão de fibras não altera sensivelmente os valores do módulo cisalhante em relação ao material não-reforçado. As curvas dos diferentes materiais são coincidentes. Logo, a inclusão das fibras não altera significativamente a rigidez das amostras.

Para o material reforçado com fibras de 100dtex com 50mm, equivalente a um índice aspecto de 500, as curvas de módulo cisalhante em função da deformação distorcional são apresentadas na Figura 4.23. Mesmo com a acentuada dispersão do resultado do ensaio realizado a 200kPa de tensão confinante efetiva, é verificado que a rigidez das amostras, como nos outros materiais, aumenta com o aumento da tensão confinante. Os valores de módulo cisalhante também não são sensivelmente alterados pela inclusão das fibras, em relação à areia não-reforçada e em relação à areia reforçada com os outros tipos de fibras.



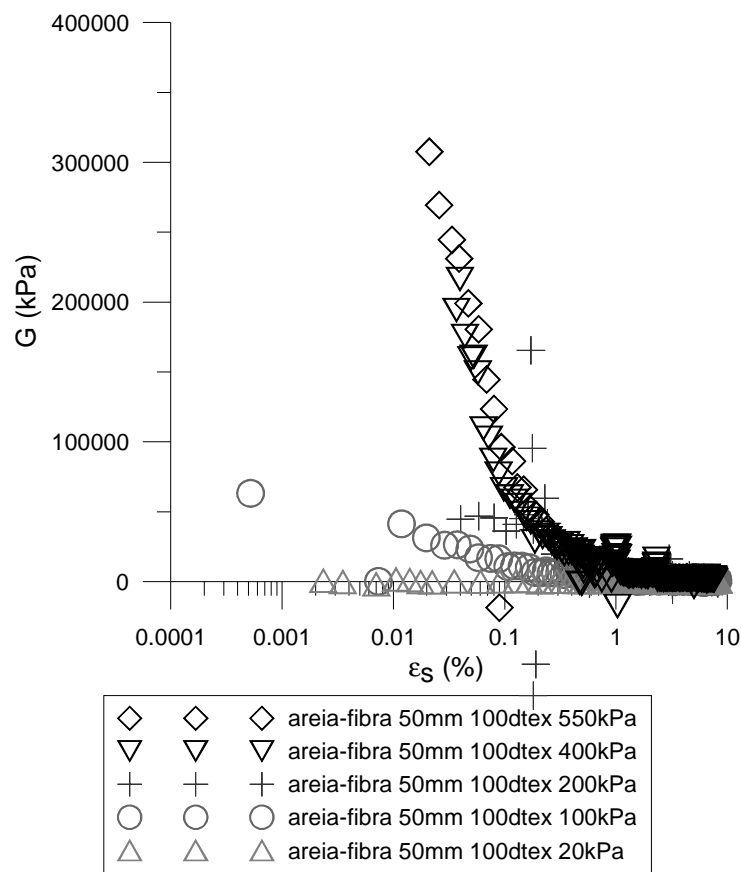


Figura 4.23: Curvas módulo cisalhante *versus* deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material reforçado com fibras de 100dtex com 50mm

Para identificar a possível influência do índice aspecto das fibras adicionadas à matriz arenosa na rigidez dos compósitos, são agrupadas e apresentadas, na Figura 4.24, as curvas de módulo cisalhante em função da deformação distorcional, a 100kPa de tensão confinante efetiva, do material reforçado por fibras de 100dtex com 12, 24, 36 e 50mm, equivalentes a índices aspectos de 120, 240, 360 e 500 respectivamente. A escala vertical do gráfico é ampliada para facilitar a análise.

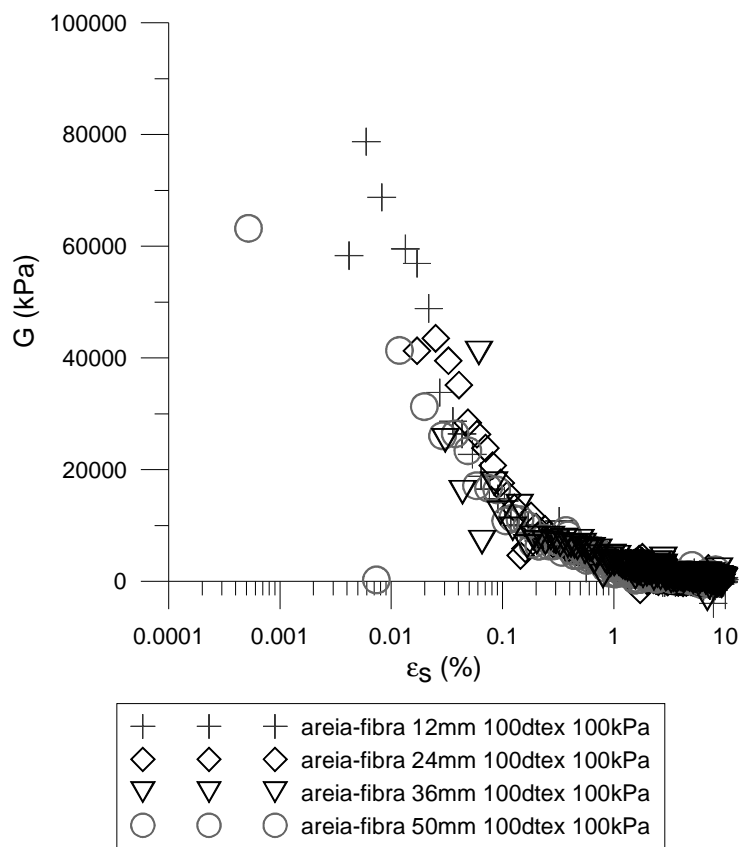


Figura 4.24: Curvas módulo cisalhante versus deformação distorcional, em 100kPa de tensão confinante, do material reforçado por fibras de 100dtex com 12, 24, 36 e 50mm, equivalentes a índices aspecto de 120, 240, 360 e 500 respectivamente

Em concordância com a Figura 4.24, não é constatada significativa influência do índice aspecto das fibras na rigidez dos compósitos.

As curvas de módulo cisalhante em função da deformação distorcional analisadas estão em concordância com o padrão descrito na literatura (Feuerharmel, 2000; Montardo, 1999; Cuccovillo & Coop, 1997). As curvas apresentam, ou tendem a apresentar, um patamar elástico linear seguido de uma significativa redução da rigidez com o aumento das deformações até 1%. Para deformações maiores, o decréscimo de rigidez é consideravelmente menos intenso.

Tanto o acréscimo quanto a redução da rigidez já foram relatados na literatura. Alguns fatores, como o teor de fibras, por exemplo, foram estudados e apresentaram resultados antagônicos, dependendo diretamente do tipo de fibra adicionada à matriz de solo (Consoli *et al*, 1999; Maher e Ho, 1994). Montardo (1999) afirma que essa característica dos compósitos

fibrosos não pode ser generalizada sem que antes sejam estabelecidas as propriedades de cada um dos seus componentes.

Estudos já foram realizados para avaliar a rigidez de compósitos reforçados por fibras de polipropileno. Os módulos de deformação cisalhante de três diferentes materiais, areia siltosa, areia fina uniforme e cinza de fundo, a pequeníssimas deformações,  $G_0$ , de acordo com Heineck *et al.* (2005), não são afetados pela introdução de fibras. Casagrande (2005) afirma que, em relação à rigidez, a introdução de fibras não exerce qualquer efeito nas matrizes arenosa e areno-siltosa estudadas, apesar da dispersão dos resultados a baixos níveis de deformação. Feuerharmel (2000) verificou que o módulo de deformação secante a 0,1% de deformação distorcional sofreu pequena redução, praticamente insignificante, com a introdução de fibras de polipropileno ao solo residual de arenito. Montardo (1999) observou que a introdução de fibras de polipropileno não exerce qualquer efeito na rigidez de uma areia.

Este estudo, então, reforça a afirmativa de que as fibras de polipropileno não exercem significativa influência na rigidez dos compósitos arenosos.

#### **4.6 FIBRAS MEDIDAS**

Para análise das características de alongamento e ruptura, ou não, dos micro-reforços, após serem submetidos ao ensaio de compressão triaxial no interior da massa de solo, como já mencionado, são exumadas fibras, ao término de cada ensaio, das regiões do topo, intermediária e da base das amostras. Seus comprimentos são então medidos e gráficos são traçados para avaliação do percentual dos comprimentos finais dos reforços.

Para adequada comparação dos resultados e para compreensão dos mecanismos de interação solo-fibra, amostras de fibras não ensaiadas são também medidas.

A distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 24mm não ensaiadas é apresentada na Figura 4.25. Para as amostras de areia reforçada com fibras de 24mm e 100dtex, para tensões confinantes de 20, 100 e 200kPa, as distribuições das fibras medidas após os ensaios são apresentadas nas Figuras 4.26 a 4.28, respectivamente.

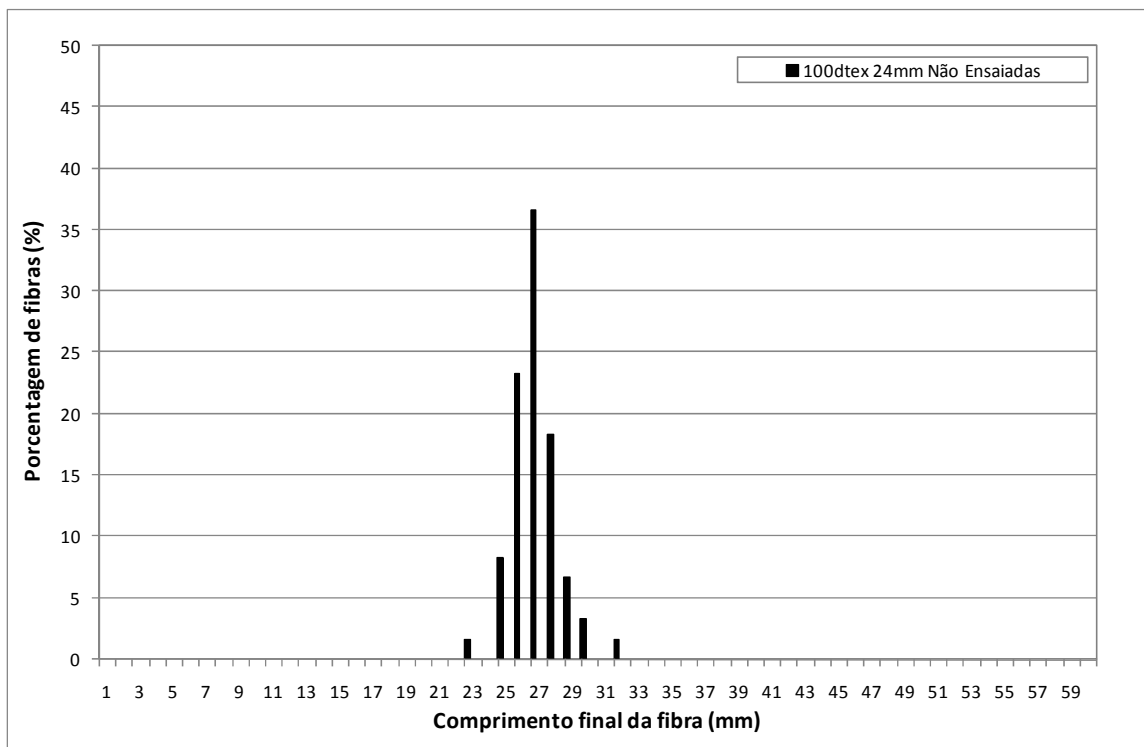


Figura 4.25: Distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 24mm não ensaiadas

A Figura 4.25 demonstra, em primeira análise, a não uniformidade dos comprimentos das fibras fornecidas pelo fabricante. Quase a totalidade das fibras, conforme a mesma Figura, apresenta comprimento maior do que o valor indicado pelo fornecedor.

Semelhante análise pode ser realizada na Figura 4.29, que apresenta a distribuição de medidas das fibras de 3,3dtex com 24mm não ensaiadas. Da mesma forma, grande parcela das fibras apresenta comprimento maior do que o valor indicado pelo fornecedor. Para as amostras de areia reforçada com fibras de 24mm e 3,3dtex, para tensões confinantes de 20, 100 e 200kPa, as distribuições das fibras medidas após os ensaios são apresentadas nas Figuras 4.30 a 4.32, respectivamente.

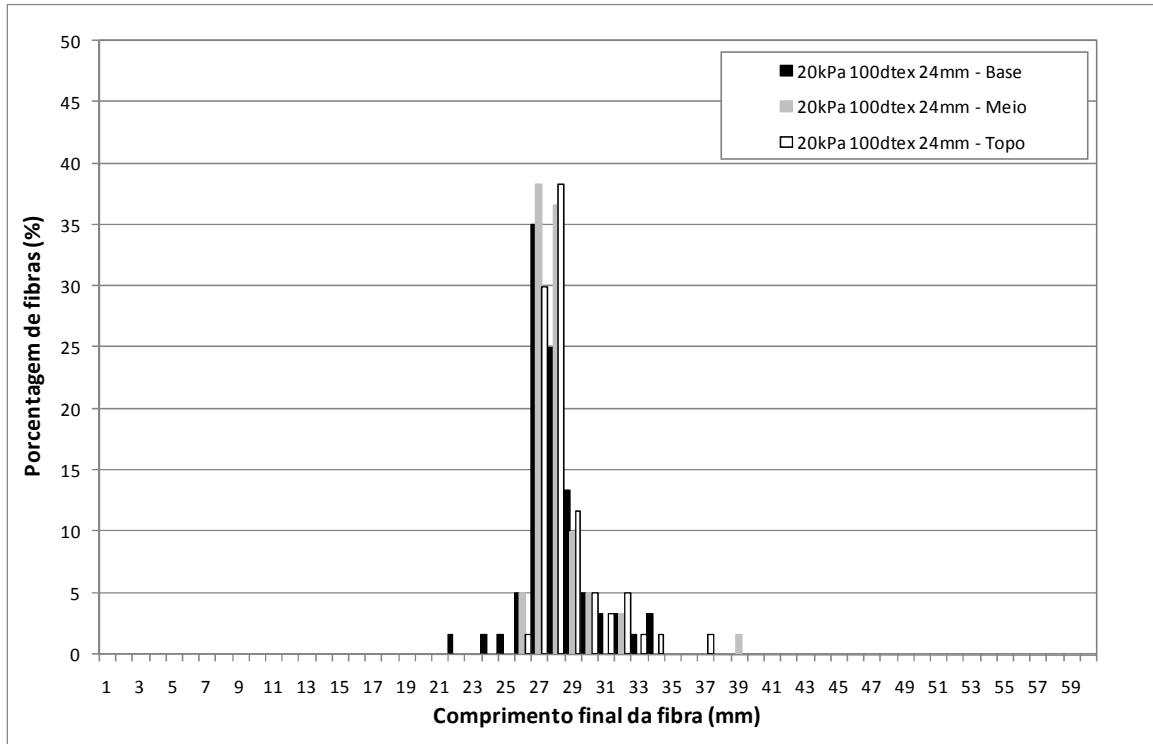


Figura 4.26: Distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 24mm após o ensaio com 20kPa de pressão confinante

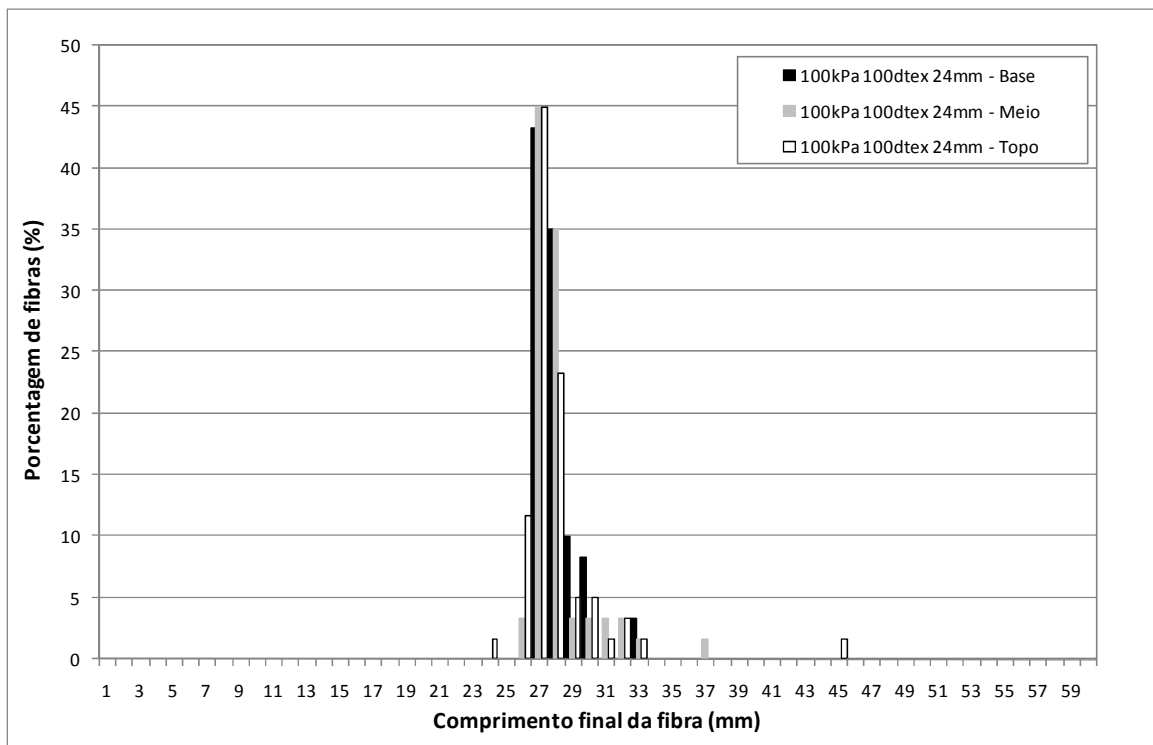


Figura 4.27: Distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 24mm após o ensaio com 100kPa de pressão confinante

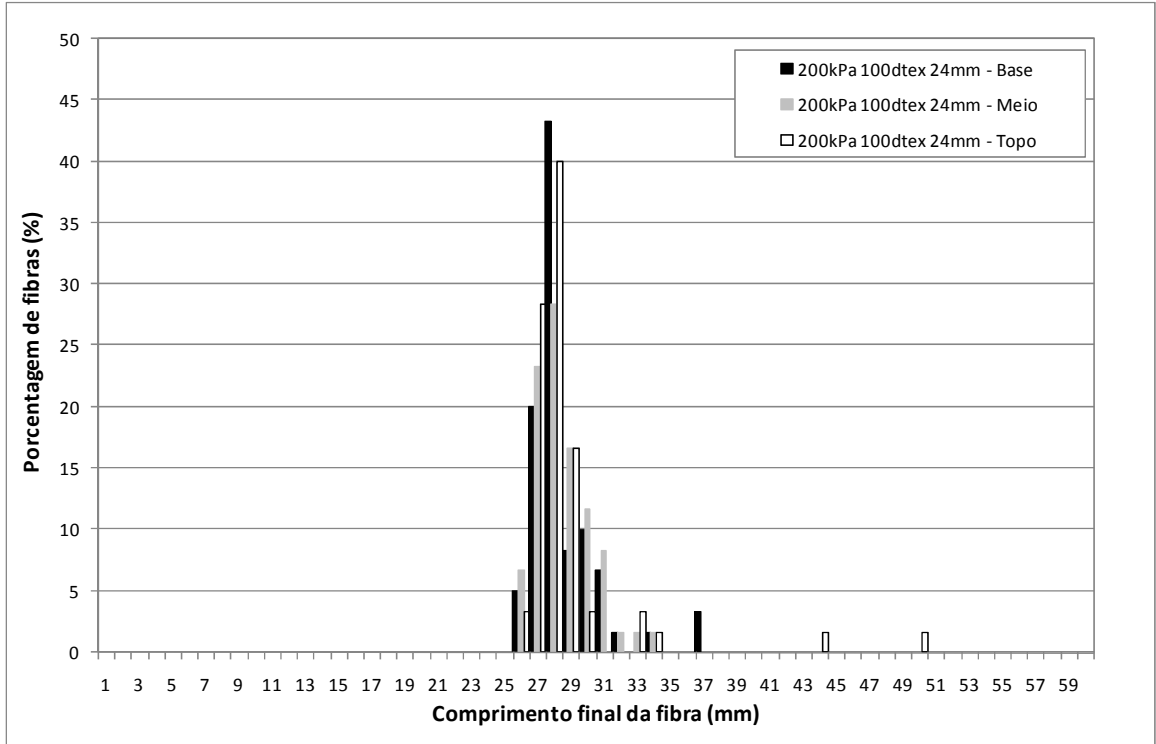


Figura 4.28: Distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 24mm após o ensaio com 200kPa de pressão confinante

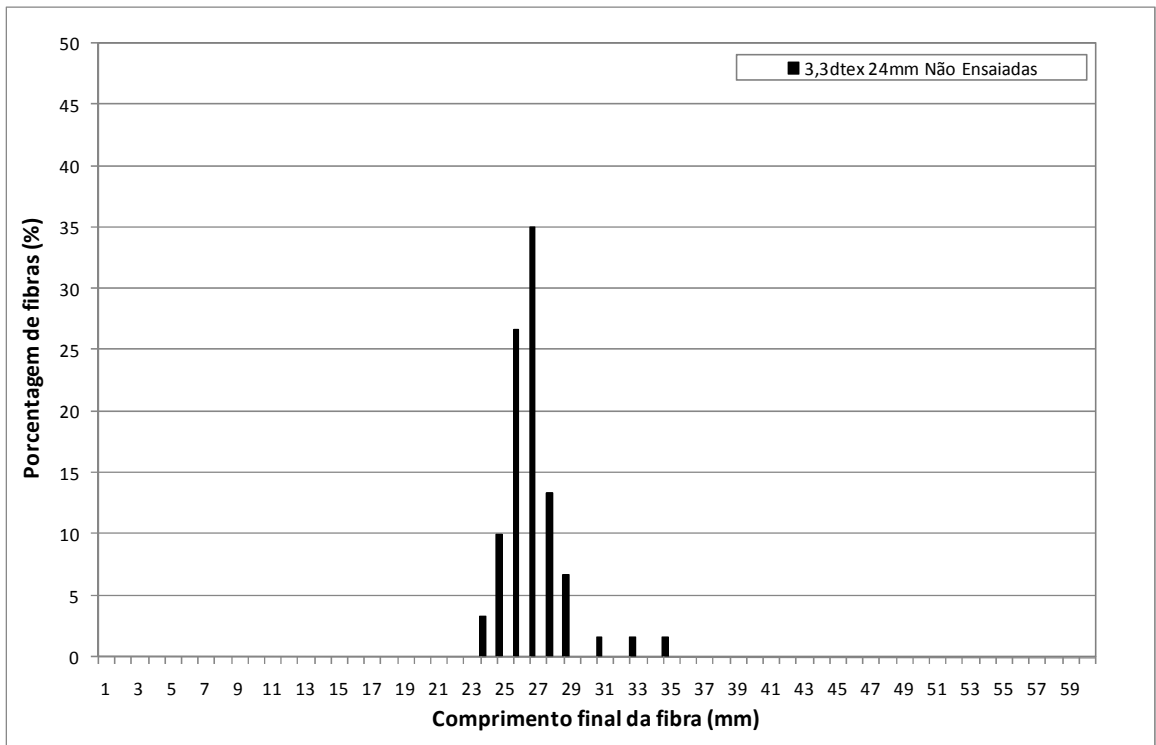


Figura 4.29: Distribuição de medidas das fibras de 3,3dtex com 24mm não ensaiadas

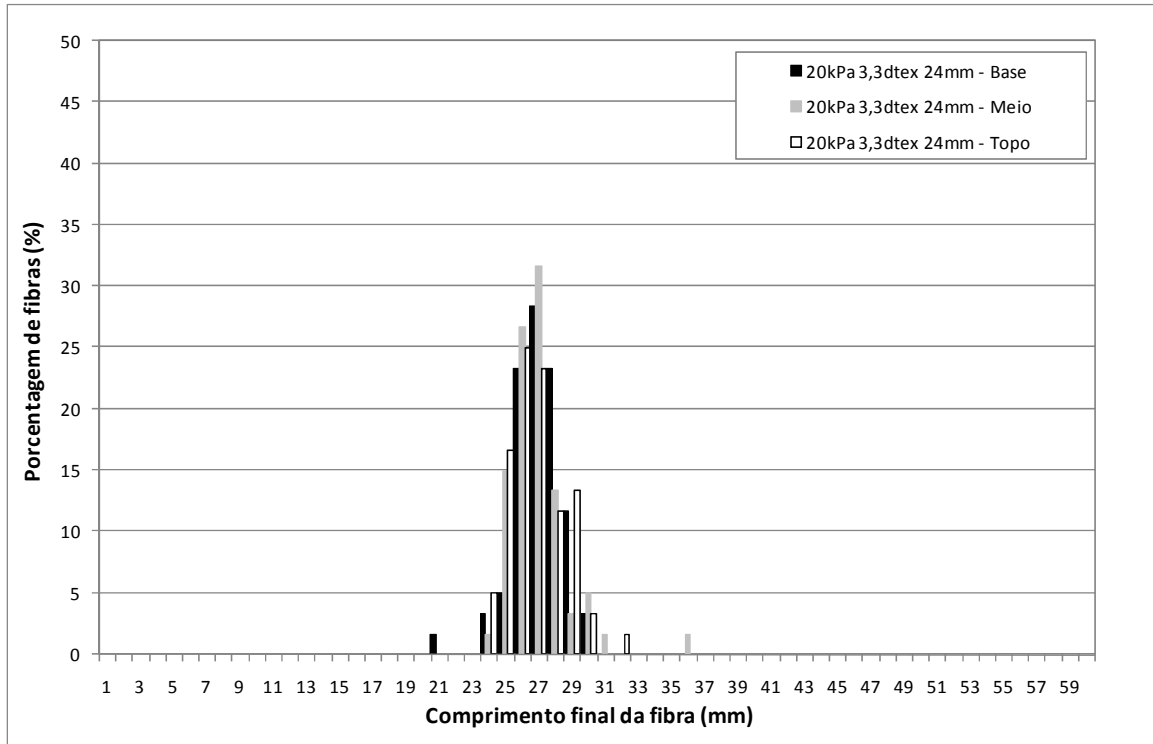


Figura 4.30: Distribuição de medidas das fibras de 3,3dtex com 24mm após o ensaio com 20kPa de pressão confinante

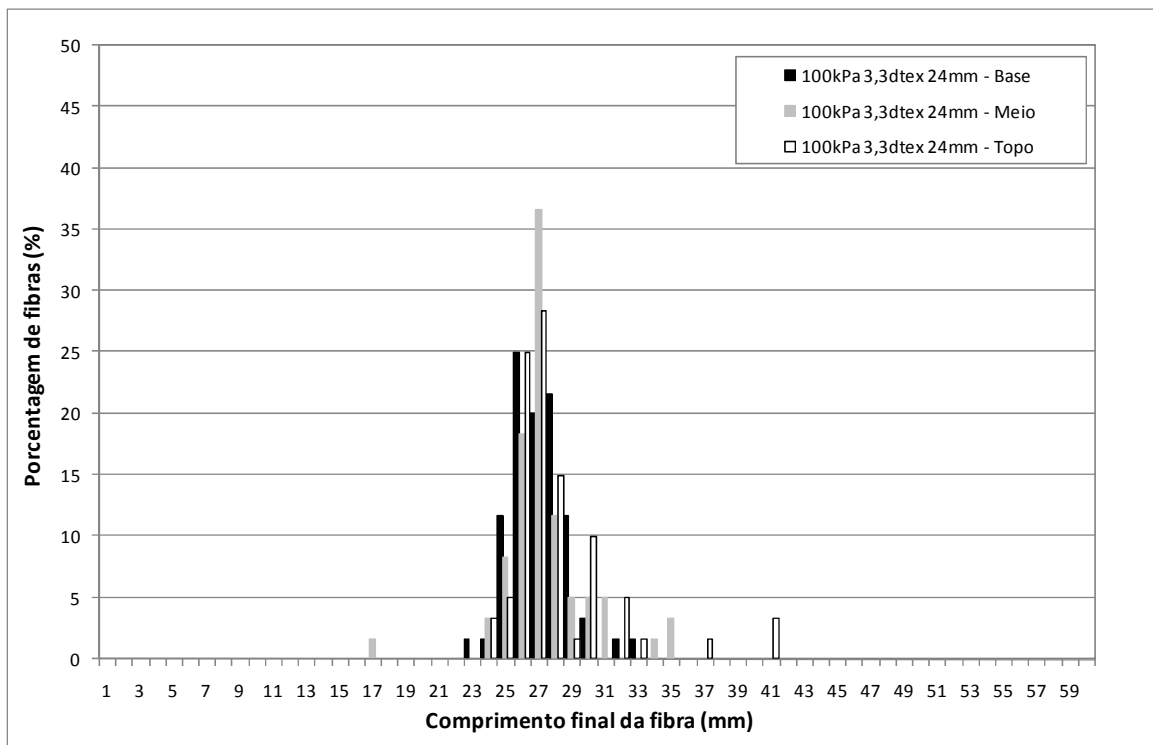


Figura 4.31: Distribuição de medidas das fibras de 3,3dtex com 24mm após o ensaio com 100kPa de pressão confinante

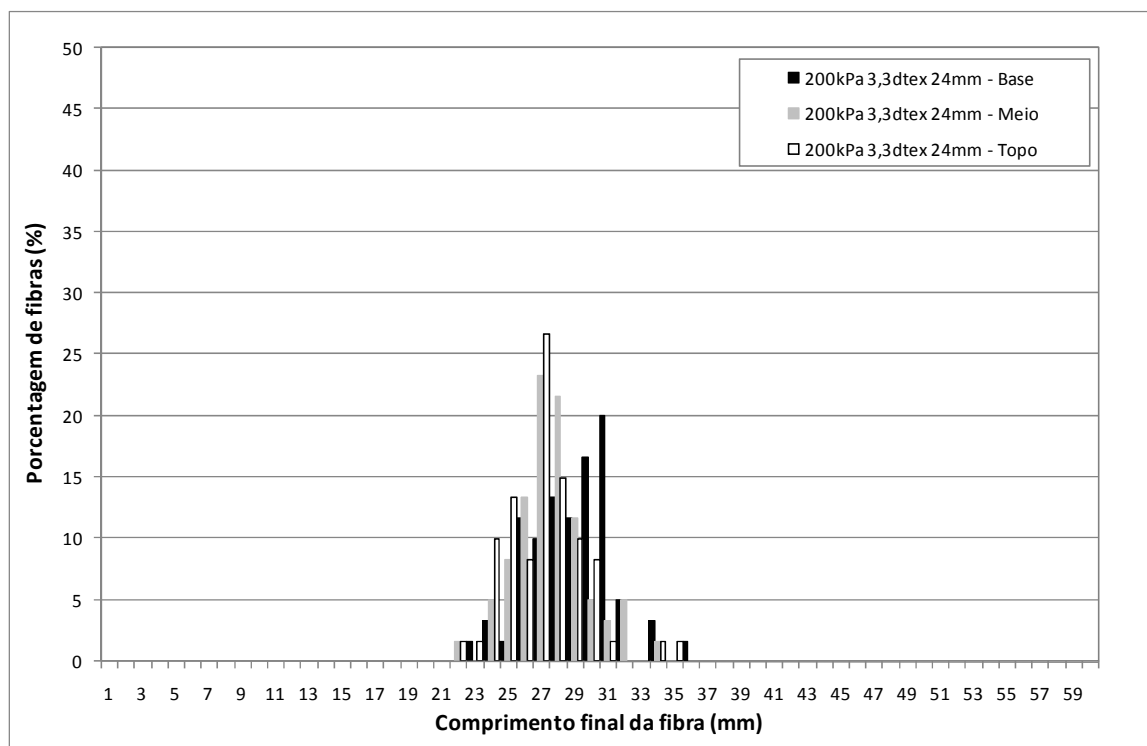


Figura 4.32: Distribuição de medidas das fibras de 3,3dtex com 24mm após o ensaio com 200kPa de pressão confinante

A distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 50mm não ensaiadas é apresentada na Figura 4.33. Para as amostras de areia reforçada com fibras de 50mm e 100dtex, para tensões confinantes de 20, 100, 200, 400 e 550kPa, as distribuições das fibras medidas após os ensaios são apresentadas nas Figuras 4.34 a 4.38, respectivamente.



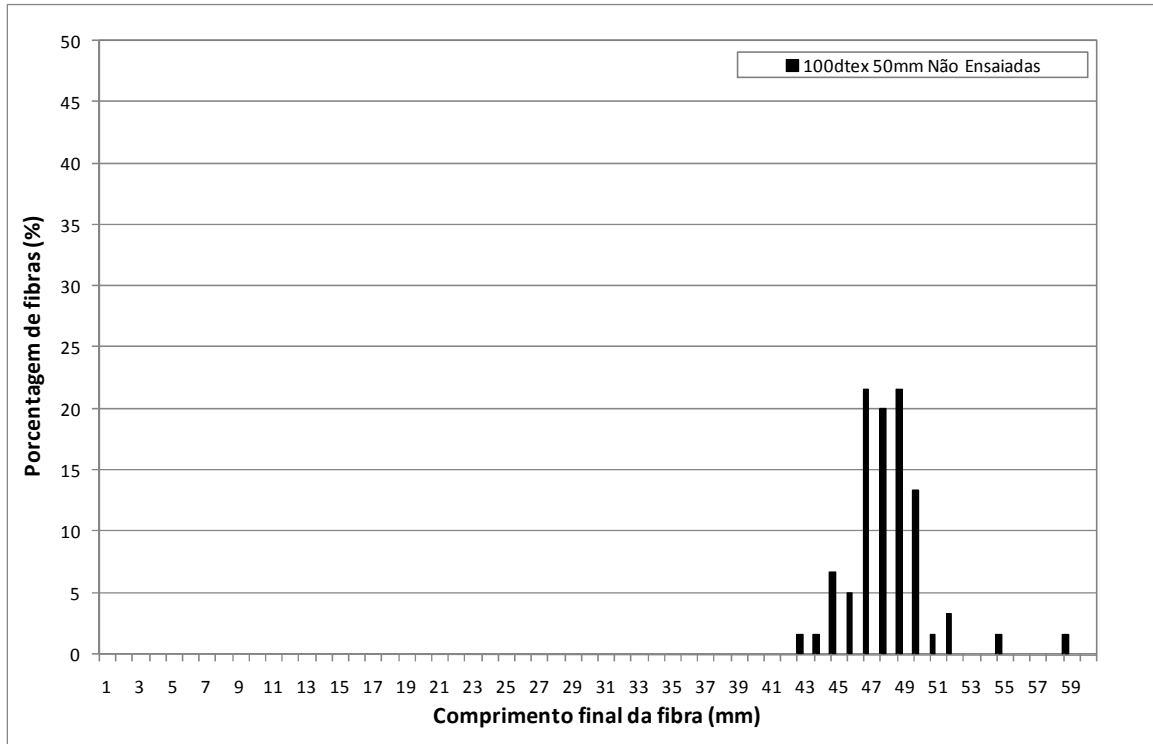


Figura 4.33: Distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 50mm não ensaiadas

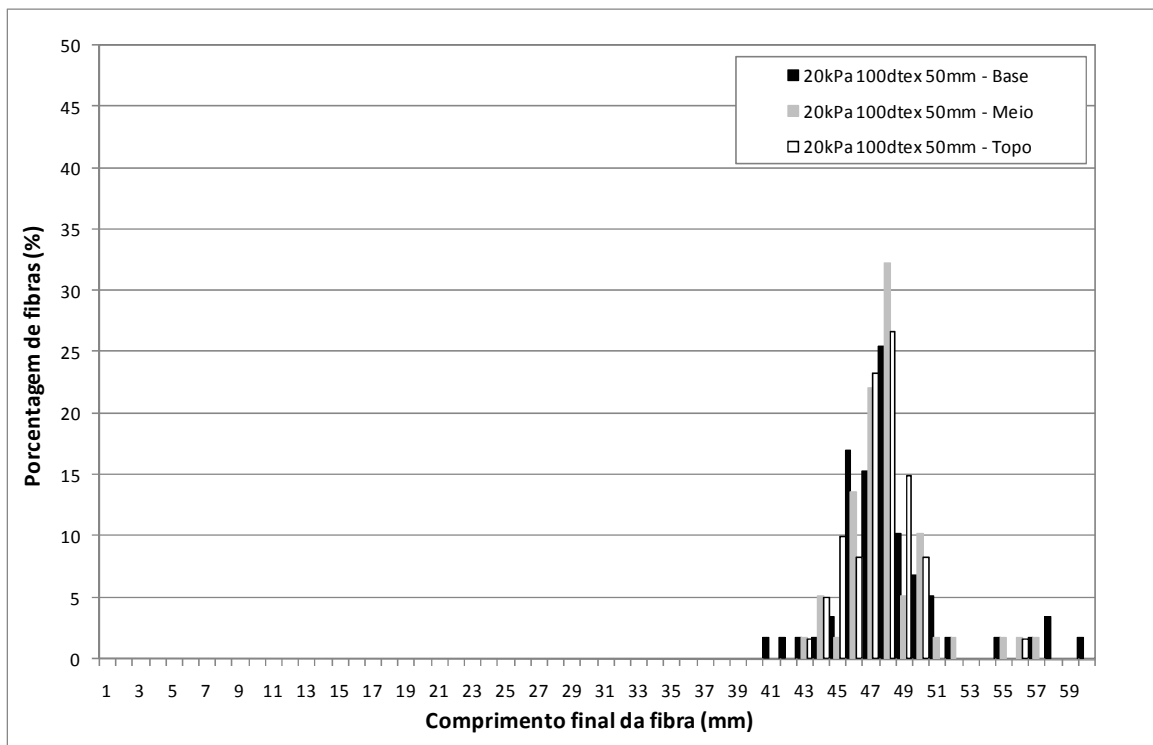


Figura 4.34: Distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 50mm após o ensaio com 20kPa de pressão confinante

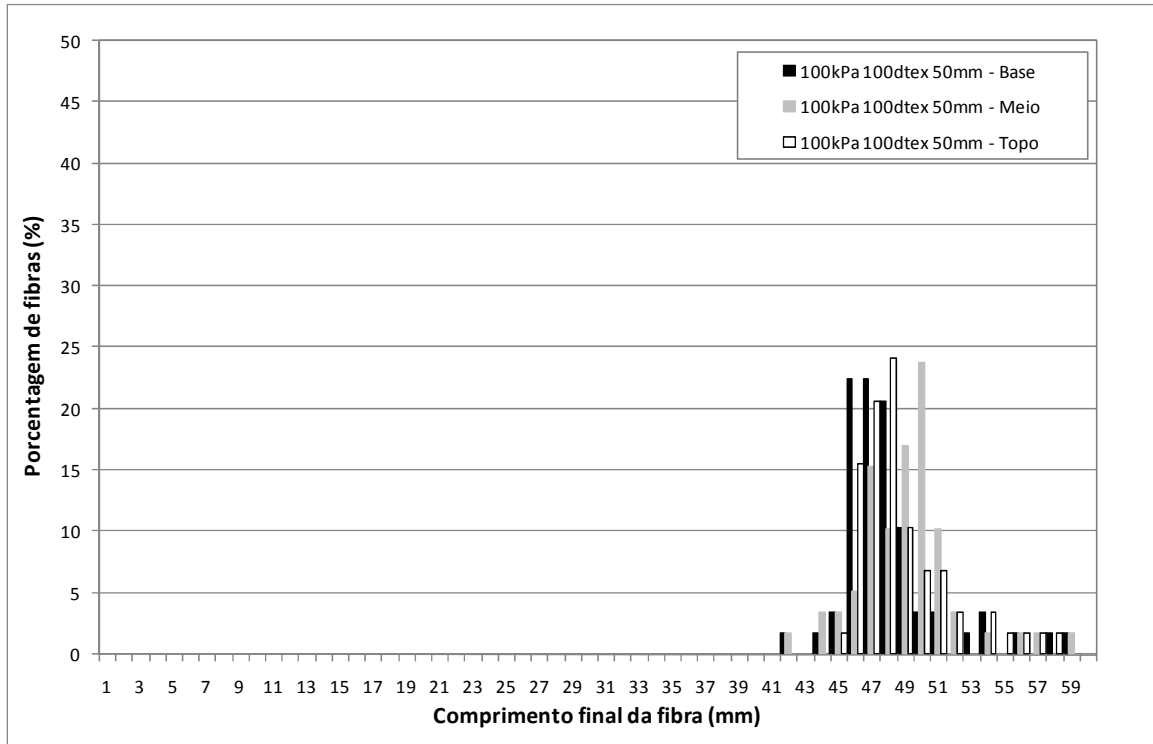


Figura 4.35: Distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 50mm após o ensaio com 100kPa de pressão confinante

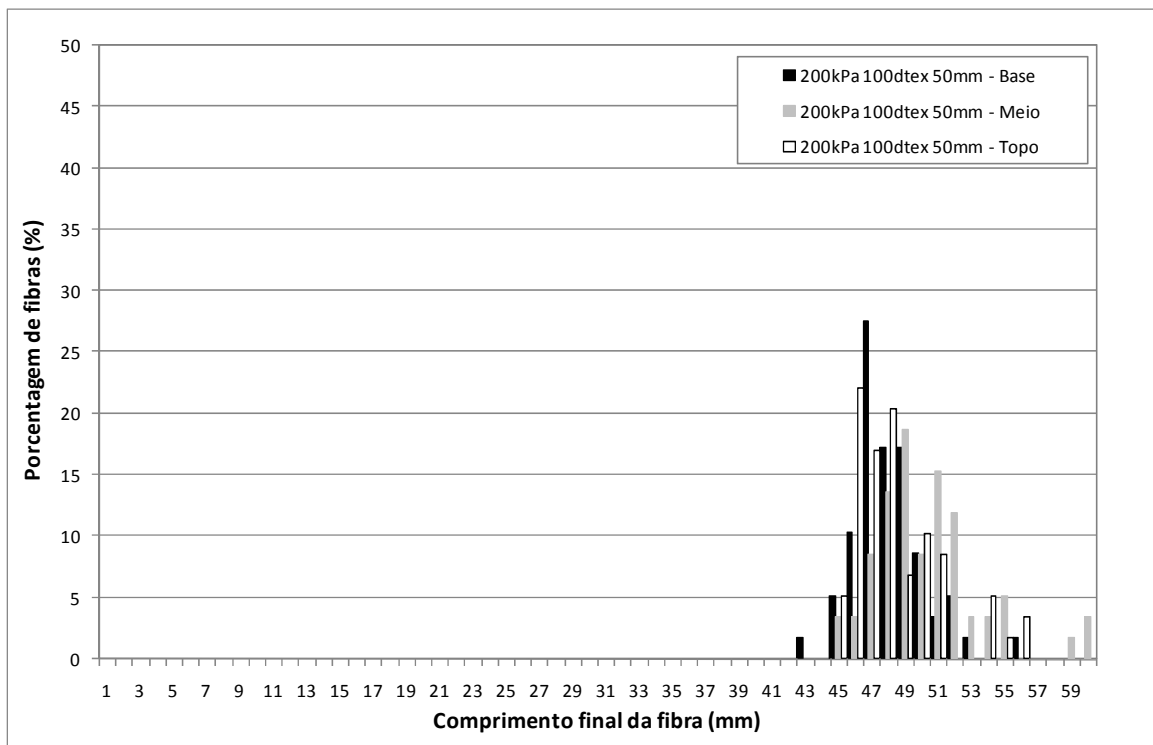


Figura 4.36: Distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 50mm após o ensaio com 200kPa de pressão confinante

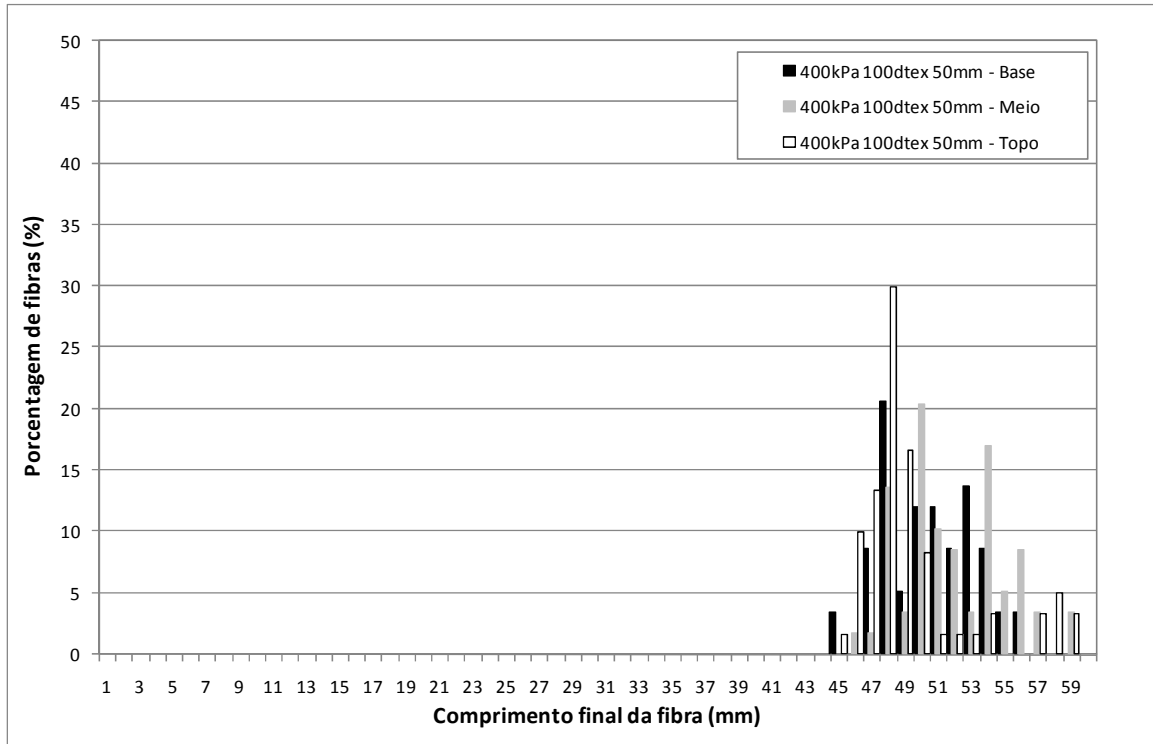


Figura 4.37: Distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 50mm após o ensaio com 400kPa de pressão confinante

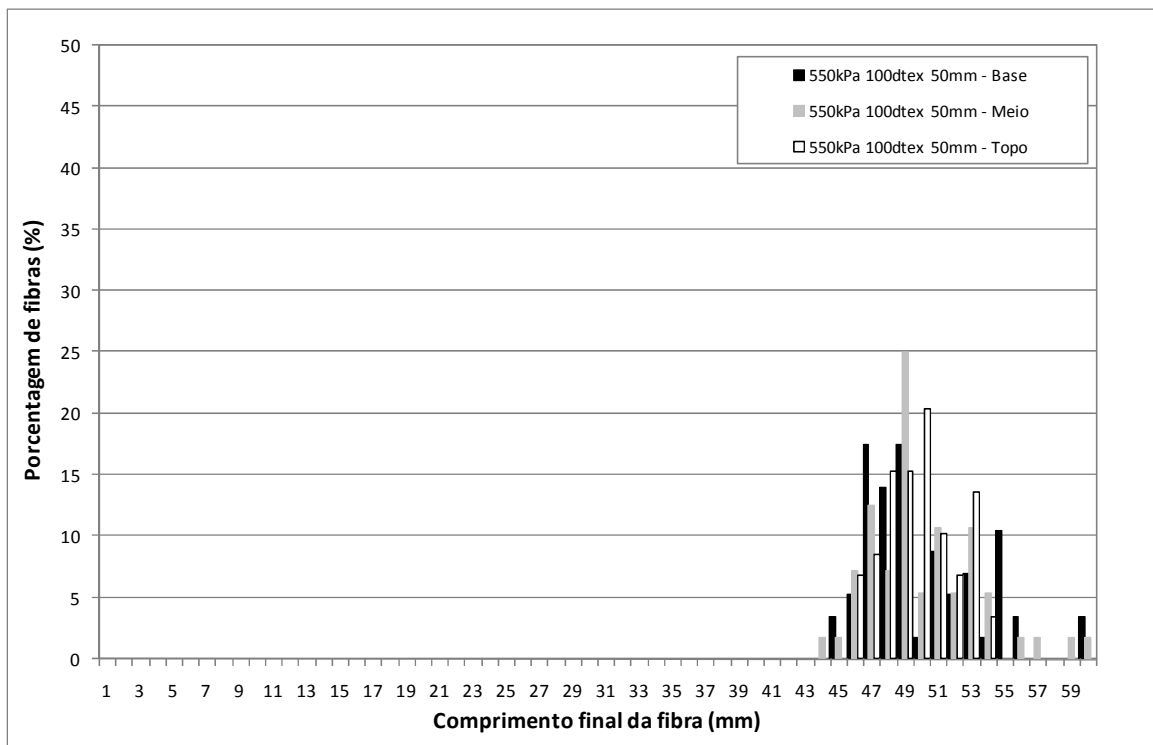


Figura 4.38: Distribuição de medidas das fibras de 100dtex com 50mm após o ensaio com 550kPa de pressão confinante

A Figura 4.33 aponta, como para as outras fibras, a desuniformidade dos comprimentos das fibras não ensaiadas de 50mm. Entretanto, nesse caso, grande parcela das fibras apresenta comprimento inferior ao valor indicado pelo fabricante.

Os resultados indicam que nenhuma fibra analisada sofreu ruptura por tração. Como o alongamento dos reforços é limitado e as tensões confinantes são baixas, para os ensaios realizados em tensões inferiores à tensão crítica, pode ser sugerido que a interação entre a matriz de solo e as fibras se dá através do alongamento e do deslizamento das fibras. Por outro lado, para os ensaios realizados em tensões superiores à crítica, há uma sensível maior quantidade de fibras alongadas. Possivelmente, os micro-reforços não rompem porque são muito extensíveis. A deformação distorcional de ruptura das fibras é de 80% e, certamente, não é alcançada sob condições de compressão triaxial nos ensaios realizados.

#### **4.7 COMPORTAMENTO NORMALIZADO $q/p'$ versus DILATÂNCIA**

Na Figura 4.39, é apresentado, para análise, o comportamento normalizado  $q/p'$  em função da dilatância da areia sem reforço e da areia reforçada com fibras de 100dtex com 24 e 50mm sob compressão triaxial a 100kPa de tensão confinante.

Da mesma forma, o comportamento normalizado  $q/p'$  em função da dilatância da areia reforçada com fibras de 100dtex com 50mm, sob compressão triaxial a 100 e 550kPa de tensão confinante, é apresentado na Figura 4.40.

De acordo com Coop (1990), os dados apresentados no espaço  $q/p': \delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$  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.

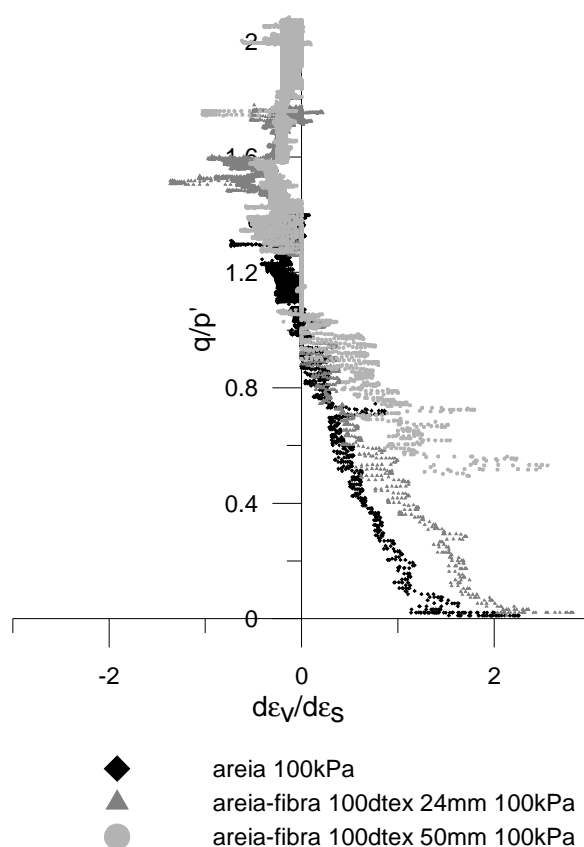


Figura 4.39: Comportamento normalizado  $q/p'$  versus dilatação da areia sem reforço e da areia reforçada com fibras de 100dtex com 24 e 50mm sob compressão triaxial a 100kPa de tensão confinante

É verificado, na Figura 4.39, o comportamento inicialmente compressivo, típico de materiais não coesivos medianamente compactos, do material não-reforçado, com a taxa de compressão sendo reduzida até zero, quando passa a apresentar pequena dilatação chegando então ao estado crítico sobre o eixo vertical. O material reforçado apresenta, de acordo com a mesma Figura, comportamento semelhante ao da matriz não-reforçada, porém com aumento do nível da relação de tensões em que o estado crítico é alcançado. De acordo com os resultados, quanto maior é o valor do índice aspecto das fibras, maior é a relação de tensões alcançada.

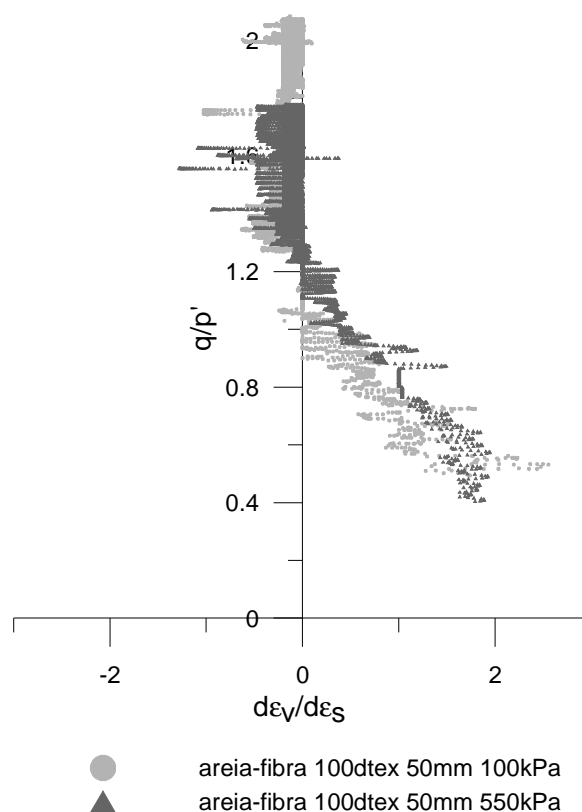


Figura 4.40: Comportamento normalizado  $q/p'$  versus dilatação da areia reforçada com fibras de 100dtex com 50mm sob compressão triaxial a 100 e 550kPa de tensão confinante

De acordo com a Figura 4.40, é verificado que o comportamento dilatante do material reforçado, para diferentes níveis de tensão confinante, não é alterado. Os resultados mostram que a relação de tensões final é reduzida com o aumento da tensão confinante. Tal tendência é evidente em função da bi-linearidade da envoltória de resistência.

#### 4.8 DEFINIÇÃO DAS SUPERFÍCIES DE ESTADO LIMITE

Todas as seções de volume específico constante da superfície limite de estado de solos, usualmente, possuem forma similar, porém o seu tamanho depende do valor do volume específico. Dessa forma, com o objetivo de adimensionalizar  $q$  e  $p'$ , os resultados dos ensaios triaxiais realizados na matriz arenosa com e sem reforço são normalizados em relação à tensão equivalente. O parâmetro de normalização,  $p'_e$ , representa a tensão na LIC correspondente ao volume específico do solo após ser isotropicamente consolidado.

Os parâmetros  $N$  e  $\lambda$ , necessários para determinação da pressão equivalente, de acordo com a Equação 2.12, são definidos a partir dos resultados dos ensaios de compressão isotrópica realizados em areia e areia reforçada com fibras de 3,3dtex e 24mm por Vendruscolo (2003) e por Casagrande (2005). Os parâmetros  $N$  e  $\lambda$  definidos para a areia valem, respectivamente, 3,05 e 0,156, e para a areia-fibra, 3,09 e 0,156. Os valores adotados para a matriz reforçada com fibras de 3,3dtex com 24mm são também utilizados no estudo das misturas reforçadas com fibras de 100dtex com 24 e 50mm.

São apresentadas, então, na Figura 4.41, as curvas  $q$  versus  $p'$  normalizadas em relação à pressão equivalente do material não reforçado.

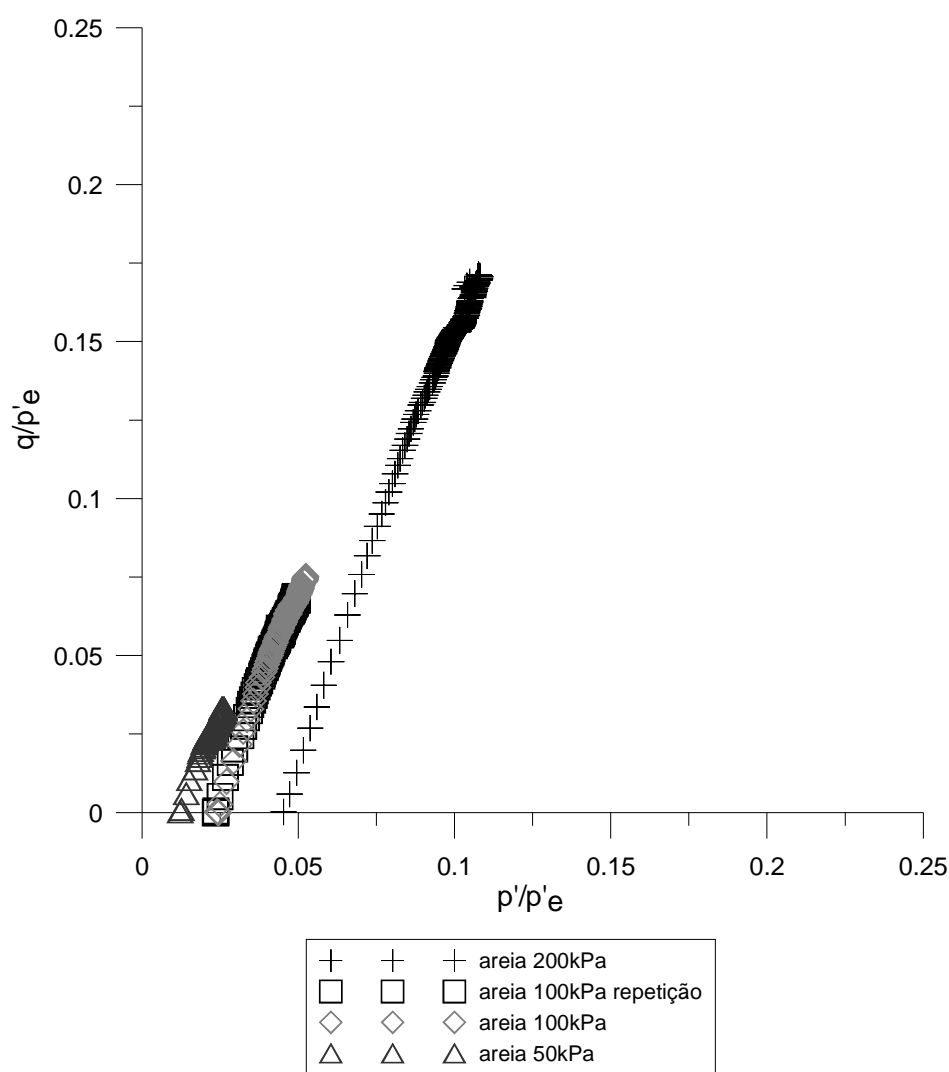


Figura 4.41: curvas  $q$  versus  $p'$  normalizadas em relação à pressão equivalente do material não reforçado para diferentes tensões confinantes

Da mesma forma, são apresentadas, na Figura 4.42, as curvas  $q$  versus  $p'$  normalizadas em relação à pressão equivalente do material reforçado com fibras de 100dtex com 24mm.

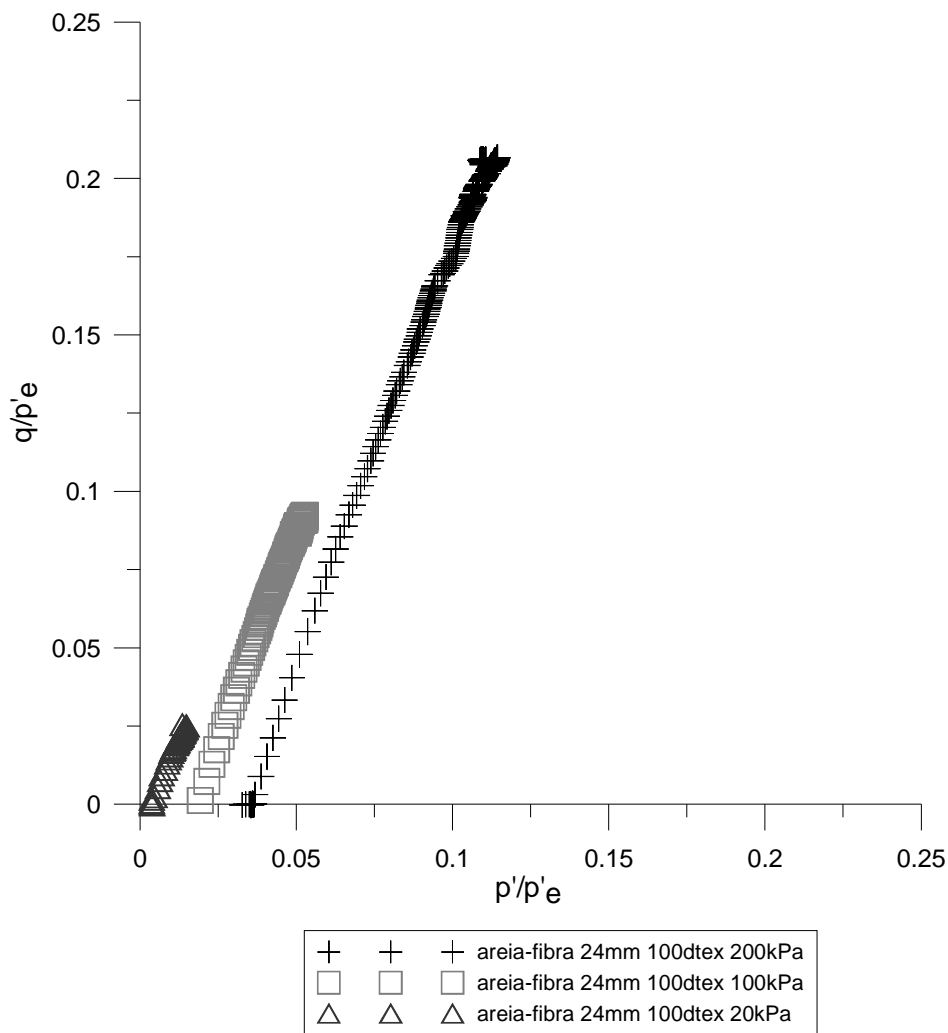


Figura 4.42: curvas  $q$  versus  $p'$  normalizadas em relação à pressão equivalente do material reforçado com fibras de 100dtex com 24mm para diferentes tensões confinantes

São apresentadas, para diferentes tensões confinantes, as curvas  $q$  versus  $p'$  normalizadas em relação à pressão equivalente do material reforçado com fibras de 3,3dtex com 24mm na Figura 4.43.



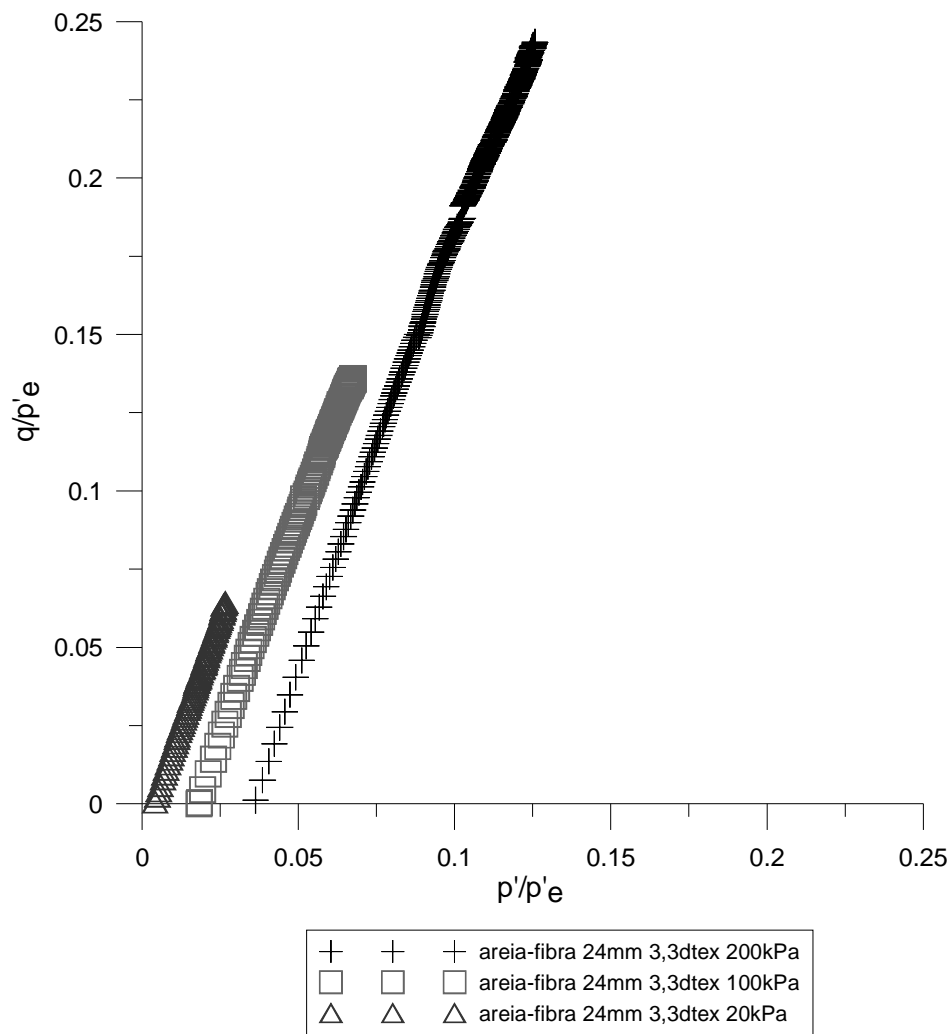


Figura 4.43: curvas  $q$  versus  $p'$  normalizadas em relação à pressão equivalente do material reforçado com fibras de 3,3dtex com 24mm para diferentes tensões confinantes

Para o material reforçado com fibras de 100dtex com 50mm de comprimento, as curvas  $q$  versus  $p'$  normalizadas em relação à pressão equivalente são apresentadas, para diferentes tensões confinantes, Figura 4.44. Em função do maior nível de tensões confinantes estudado, a escala do gráfico é reduzida.

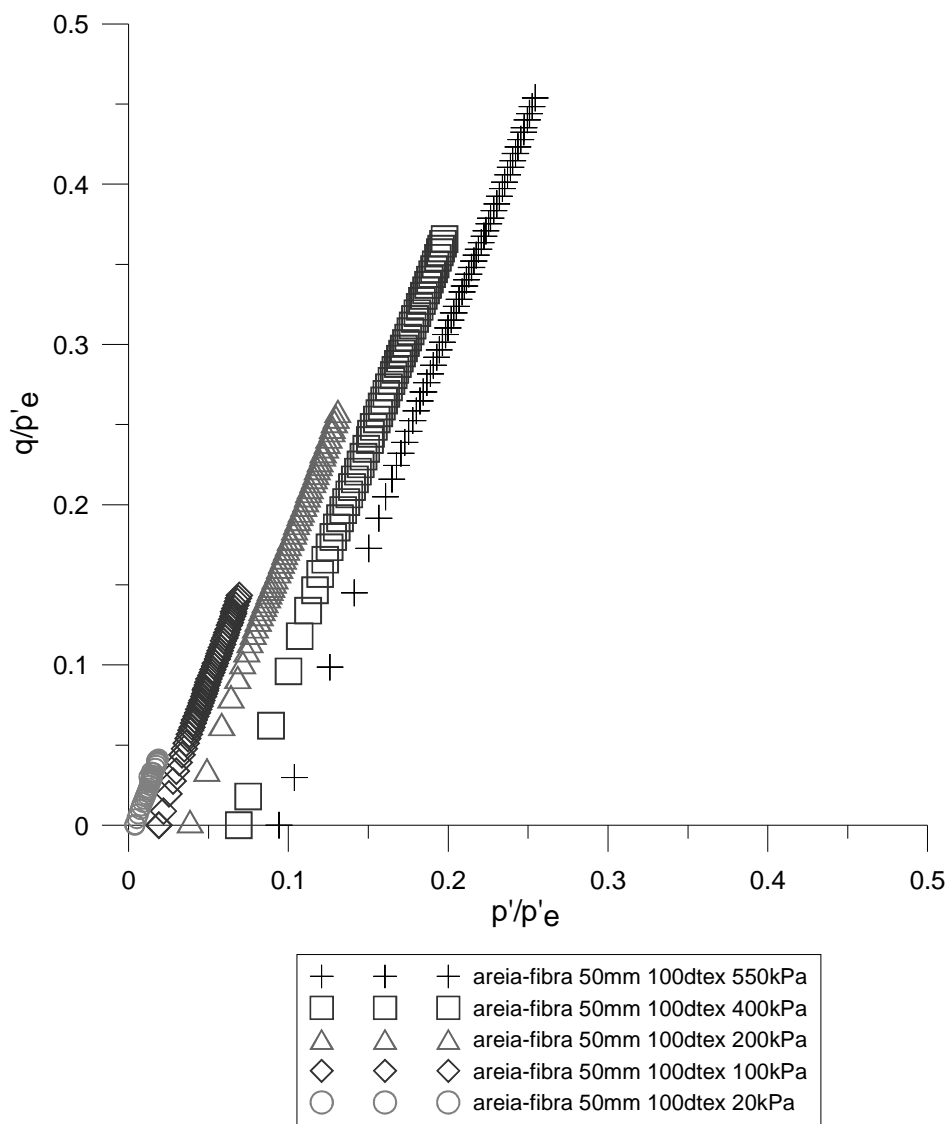
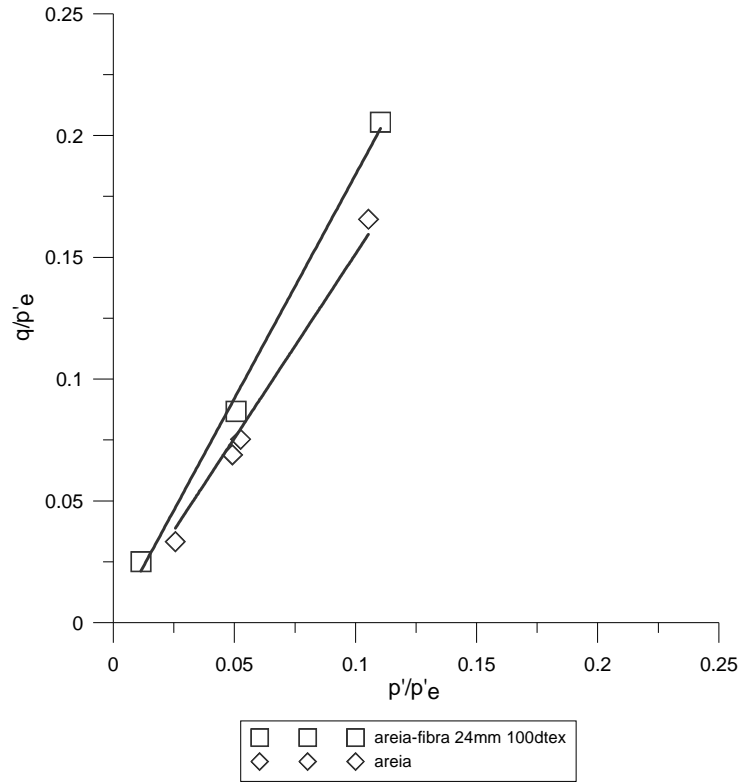


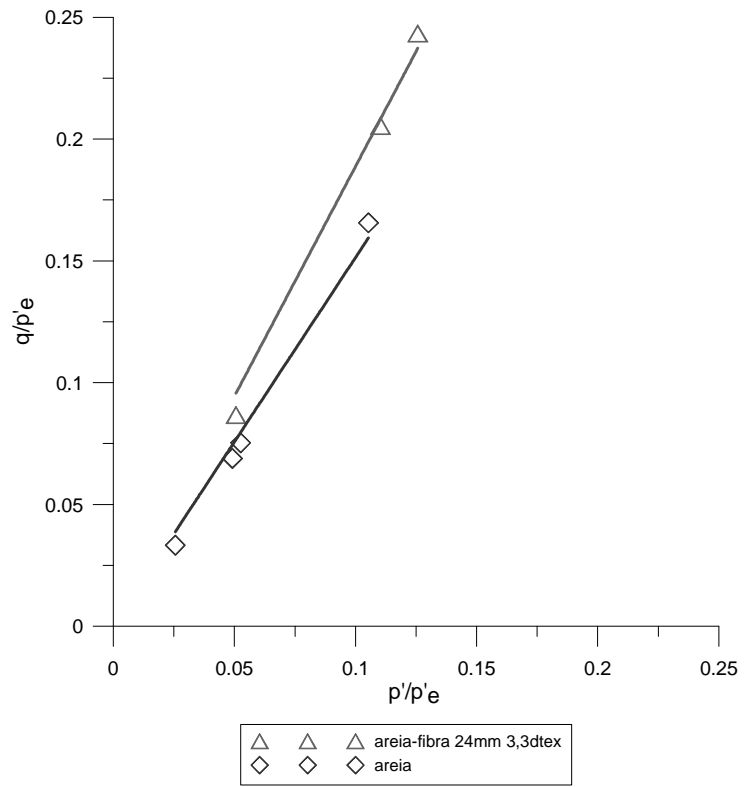
Figura 4.44: curvas  $q$  versus  $p'$  normalizadas em relação à pressão equivalente do material reforçado com fibras de 100dtex com 50mm para diferentes tensões confinantes

Normalizadas, as trajetórias de tensão para solos densos alcançam a mesma superfície chamada Superfície de Hvorslev, que limita os estados do material, conforme item 2.3.1. Para o nível de tensões confinantes estudado, é verificado que os materiais alcançam apenas o início da Superfície.

Na Figura 4.45, são apresentadas agrupadas, para comparação, partes das Superfícies de Hvorslev definidas a partir dos resultados dos ensaios triaxiais realizados em areia não-reforçada e em areia micro-reforçada.



(a)



(b)

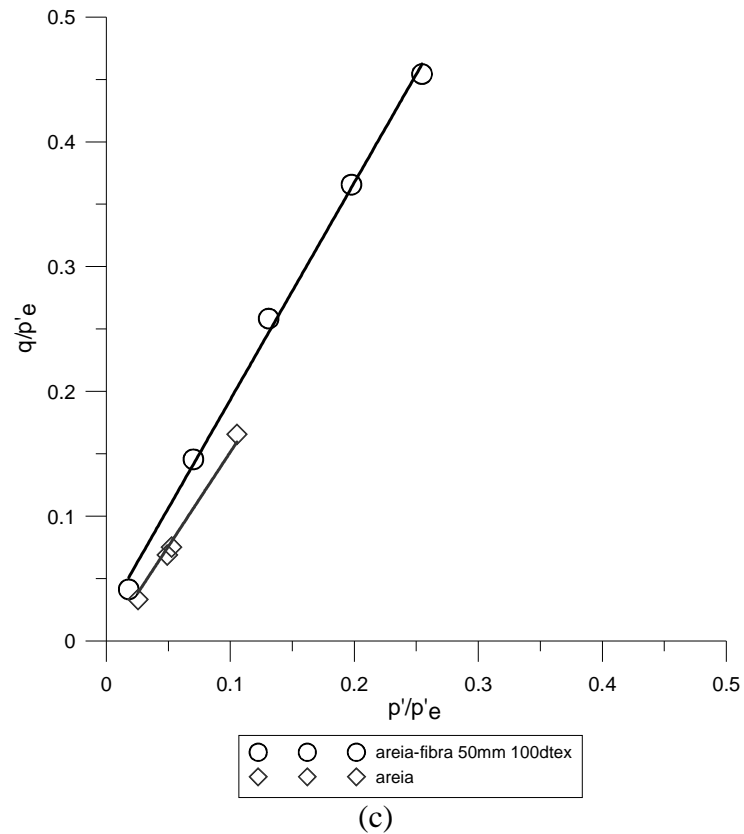


Figura 4.45: Superfícies de Hvorslev da areia sem reforço e da areia reforçada (a) com fibras de 100dtex com 24mm, (b) com fibras de 3,3dtex com 24mm e (c) com fibras de 100dtex com 50mm

A análise comparativa da Figura indica a ampliação da Superfície de Hvorslev em função da adição de fibras ao solo. A região de estados limites do material é, assim, ampliada com a adição de micro-reforços e, dessa forma, a influência benéfica da inclusão de fibras à resistência do solo é, novamente, verificada.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1 CONCLUSÕES

A partir da análise dos resultados dos ensaios anteriormente realizada, as conclusões, neste capítulo final, são apresentadas.

Através da reprodução e da coerência dos resultados dos ensaios triaxiais e da comparação dos valores dos parâmetros de resistência estabelecidos a partir destes resultados com valores apresentados na literatura, fica claro que a célula de compressão triaxial, com medidas internas de deformações, de dimensões maiores do que as usuais, foi construída com êxito.

A inclusão de fibras ao solo proporciona o desenvolvimento, observado pela melhoria das propriedades mecânicas, de um novo material geotécnico com características próprias, fortemente influenciadas pelas características do reforço.

A partir das curvas de resistência em função da deformação distorcional e de deformação volumétrica em função da deformação distorcional, algumas conclusões são estabelecidas:

- Há acréscimo de resistência, em relação ao solo sem reforço, no material reforçado, para todos os tipos de fibra adicionados.
- A taxa de ganho de resistência do solo reforçado, a partir de uma certa deformação, em torno de 2% neste estudo, é constante e tende a aumentar com o aumento da tensão confinante efetiva.
- Os micro-reforços proporcionam ao solo um comportamento de enrijecimento (*hardening*), que passa a ser mais pronunciado a partir de um dado valor de índice aspecto das fibras, em torno de 300 neste estudo.
- O valor do índice aspecto das fibras exerce forte influência sobre o comportamento dos compósitos. Quanto maior o índice aspecto, maior a taxa de ganho e o ganho de resistência e menor a tendência expansiva.

Com base nas envoltórias de ruptura determinadas a partir dos resultados dos ensaios triaxiais, as seguintes conclusões são definidas:

- Em relação ao solo sem reforço, há sensível melhora nos parâmetros de resistência do material reforçado, independentemente do tipo de fibra adicionado.
- Os valores de ângulo de atrito interno das misturas não são influenciados pelo índice aspecto das fibras. As envoltórias de ruptura são paralelas. Em contrapartida, os valores de intercepto coesivo dos compósitos são fortemente influenciados pelo índice aspecto dos reforços. Quanto maior o índice aspecto, maior o intercepto coesivo.
- As envoltórias de resistência do material reforçado, quando estudado até um elevado nível de tensões, são satisfatoriamente ajustadas de forma bi-linear, sendo possível identificar uma tensão confinante crítica, onde provavelmente ocorre mudança no comportamento do material.
- O ajuste linear simples da envoltória de ruptura das misturas, quando o nível de tensões não é suficientemente elevado para se verificar bi-linearidade, é satisfatório.
- O valor da tensão confinante crítica aumenta com a redução do valor do índice aspecto das fibras adicionadas à matriz de solo.

A partir das curvas de módulo de deformação tangente em função da deformação axial do material com e sem reforço, é verificado que a rigidez da areia não é alterada pela inclusão de fibras e, dessa forma, o valor do índice aspecto também não exerce influência.

A medida dos comprimentos das fibras antes e após a realização dos ensaios permite afirmar que, sob condições de compressão triaxial no interior da massa de solo, as fibras não rompem por tração. Quando a ruptura do compósito ocorre no trecho inicial da envoltória de resistência, como o alongamento dos reforços é limitado e as tensões confinantes são baixas, a interação entre a matriz de solo e as fibras se dá através do deslizamento e do alongamento das fibras. Quando as amostras rompem no trecho secundário da envoltória de resistência, há alongamento mais pronunciado das fibras, porém não há ruptura dos micro-reforços porque

são muito extensíveis. A deformação necessária para causar a ruptura das fibras não é alcançada sob condições de compressão triaxial no nível de deformações estudado.

A dilatância da areia não é sensivelmente alterada pela inclusão de fibras de polipropileno. Todavia, a partir das curvas de relação de tensões em função da dilatância, é concluído que a relação de tensões final é reduzida com o aumento da tensão confinante e ampliada com o aumento do índice aspecto das fibras. A redução da relação de tensões final com o aumento da tensão confinante é evidenciada pela bi-linearidade da envoltória de resistência dos compósitos fibrosos.

Por fim, com base na adimensionalização das curvas  $q$  versus  $p'$  em função da tensão equivalente, é concluído que as fibras proporcionam ao solo a ampliação da Superfície de Hvorslev. A região de estados limites do material é, assim, majorada com a adição dos micro-reforços.

## 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Algumas sugestões, para a ampliação do conhecimento e o prosseguimento dos estudos sobre o reforço de solos com fibras em futuros trabalhos, são citadas:

- Estudo da influência do teor de fibras adicionado à matriz de solo no comportamento de enrijecimento dos compósitos.
- Análise do efeito da densidade relativa da areia no comportamento mecânico das misturas.
- Desenvolvimento de modelos constitutivos para análise numérica, através de programas embasados no método dos elementos finitos, que reproduzam o comportamento de solos reforçados com fibras.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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, 1995.

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, 1995.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Classification of Soils for Engineering Purposes: **D 2487**. Philadelphia, p.11, 1993.

ANDERSLAND, O.B.; KATTAK, A.S. **Shear strength of Kaolinite/fiber soil mixtures**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL REINFORCEMENT, 1979, Paris. Proceedings ... p.11-16, 1979.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. Solo – Determinação do limite de liquidez: **NBR 6459**. Rio de Janeiro, 1984-a, 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Prova de carga direta sobre terreno de fundação: **NBR 6489**. Rio de Janeiro, 1984-b.

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-c, 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. Solo – Determinação do limite de plasticidade: **NBR 7180**. Rio de Janeiro, 1984-d, 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. Solo – Análise granulométrica: **NBR 7181**. Rio de Janeiro, 1984-e, 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização: **NBR 6457**. Rio de Janeiro, 1986-a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Ensaio de Compactação: **NBR 7182**. Rio de Janeiro, 1986-b, 10p. Origem: Projeto NBR 7182/84.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. Solos – determinação do índice de vazios máximo de solos não-coesivos: **NBR 12004**. Rio de Janeiro, 1990.



ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Estaca – Prova de carga estática: **MB 3472**. Rio de Janeiro, 1991-a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. Solos – determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos: **NBR 12051**. Rio de Janeiro, 1991-b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. Rochas e solos – Terminologia: **NBR 6502**. Rio de Janeiro, 1995.

ATKINSON, J.H. **An introduction to the Mechanics of Soils and Foundations**. London: McGraw-Hill, p. 337, 1993.

ATKINSON, J.H.; BRANSBY, P.L. **The mechanics of soils – an introduction to critical state soil mechanics**. London: McGraw-Hill, 375p., 1978.

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.

BISHOP, A.W.; HENCKEL, D.J. **The measurements of soil properties in triaxial test**. London: Edward Arnold, 2ed., 277p., 1962.

BUDINSKI, K.G. **Engineering materials, properties and selection**. 5ed. New Jersey: Prentice Hall International, 653p., 1996.

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... v.1, p. 878-884, 1996.

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: v.3, p.60, 1936.

CASAGRANDE, M.D.T. **Estudo do comportamento de um solo reforçado com fibras de polipropileno visando o uso como base de fundações superficiais**. Porto Alegre, 2001, 95p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

CASAGRANDE, M.D.T. **Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações**. Porto Alegre, 2005, 217p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

CASAGRANDE, M.D.T; CONSOLI, N. **Estudo do comportamento de um solo residual areno-siltoso reforçado com fibras de polipropileno.** Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE, v.25, n.3, p.223-230, 2002.

CASAGRANDE, M.D.T; CONSOLI, N.; THOMÉ, A.; PRIETTO, P.D.M. **Comportamento em campo e laboratório de um solo reforçado com fibras.** Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE, v.25, n.3, p.247-255, 2002.

CASAGRANDE, M. D. T., CONSOLI, N. C. **Comportamento a Grandes Deformações Cisalhantes de uma Areia Reforçada com Fibras.** In: IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Curitiba. Geosul' 2004. p.293 – 300, 2004.

CASAGRANDE, M. D. T., KNOP, A., CONSOLI, N. C., THOME, A. **Provas de Carga em Placa e Ring Shear em uma Areia Reforçada com Fibras de Polipropileno.** In: V Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE V – 2004. São Paulo, v.2. p.402 – 410, 2004.

CASAGRANDE, M. D. T.; COOP, M. R.; CONSOLI, N. C. **Behavior of a Fiber-Reinforced Bentonite at Large Shear Displacements.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.132, n.11, p. 1505-1508, 2006.

CASAGRANDE, M. D. T.; COOP, M. R.; CONSOLI, N. C. **Closure to Behavior of a Fiber-Reinforced Bentonite at Large Shear Displacements.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.133, n.12, p. 1635-1636, 2007.

CONSOLI, N.C.; ULBRICH, L.A.; PRIETTO, P.D.M. **Engineering behavior of randomly 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, p.481-486, 1997.

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, 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.; MONTARDO, J.P.; PRIETTO, P.D.M.; PASA, G. **Engineering behavior of a sand reinforced with plastic waste.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.128, n.6, p. 462-472, 2002.

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, v.129, n.1, p. 96-101, 2003-a.

CONSOLI, N.C.; CASAGRANDE, M.D.T.; PRIETTO, P.D.M.; THOMÉ, A. **Plate load test on fiber-reinforced soil**. Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, Reston - Virginia - USA, v. 129, n. 10, p. 951-955, 2003-b.

CONSOLI, N.C.; CASAGRANDE, M.D.T.; HEINECK, K.S. **Large Strain Behavior of Polypropylene Fiber-Reinforced Sandy Soil**. In: 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Boston, USA. Soil America Rock 2003. v.2. p.2201 – 2206, 2003-c.

CONSOLI, N.C., MOTARDO, J.P., DONATO, M., PRIETTO, P.D.M. **Effect of material properties on the behaviour of sand-cement-fibre composites**. Ground Improvement, ISSMGE, v.8 n.2, p.77-90, 2004.

CONSOLI, N.C., CASAGRANDE, M.D.T., COOP, M.R. **Behavior of a Fiber-Reinforced Sand Under Large Strains**. In: 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 2005-a.

CONSOLI, N.C., CASAGRANDE, M.D.T., COOP, M.R. **The Effect of Fiber-Reinforcement on the Isotropic Compression Behavior of a Sand**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,, New York, v.131, 2005-b.

CONSOLI, N.C., CASAGRANDE, M.D.T., COOP, M.R. **Performance of fibre-reinforced sand at large shear strains**. Géotechnique, London, v.57, n.00, p. 1-6, 2007-a.

CONSOLI, N.C., HEINECK, C.S., CASAGRANDE, M.D.T., COOP, M.R. **Shear Strength Behavior of Fiber-Reinforced Sand Considering Triaxial Tests under Distinct Stress Paths**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,, New York, v.133, n.11, p. 1466-1469, 2007-b.

COOP, M.R. **The mechanics of uncemented carbonate sands**. Géotechnique, London, v.40, n.4, p. 607-626, 1990.

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, p. 607-610, 1998.

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, p. 186-198, 1993.

CROCKFORD, W.W.; GROGAN, W.P.; CHILL, D.S. **Strength and life of stabilized pavement layers containing fibrillated polypropylene**. Transportation Research Record, Washington D.C., n.1418, p.60-66, 1993.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. **The measurement of local axial strains in triaxial tests using LVDTs.** *Géotechnique*, v.47, n.1, p. 167-171, 1997.

DIAMBRA, A., RUSSELL, A. R., IBRAIM, E., MUIR WOOD, D. **Determination of fibre orientation distribution in reinforced sands.** *Géotechnique*, London, v.57, n.7, p. 623-628, 2007.

DONATO, M.; CERATTI, J.A.P.; CONSOLI, N.C. **Comportamento mecânico de concreto compactado com rolo com adição de fibras de polipropileno.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2002, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, v.1, p.251-260, 2002.

DONATO, M. **Comportamento Mecânico de Concreto Compactado com Rolo Reforçado com Fibras de Polipropileno.** Porto Alegre, 2003. 82p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

DONATO, M.; FOPPA, D.; CERATTI, J. A. P.; CONSOLI, N. C. **Fibras de polipropileno como reforço para materiais geotécnicos.** *Solos e Rochas*, São Paulo, ABMS/ABGE, v.27, n.2, p. 161-179, 2004.

DONATO, M. **Medidas Diretas de Tensão em Solo Reforçado com Fibras de Polipropileno.** Porto Alegre, 2007. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

FATANI, M.N.; BAUER, G.E.; AL-JOULANI, N. **Reinforcing soil with aligned and randomly oriented metallic.** *Geotechnical Testing Journal*, Philadelphia, v.14, n.1, p. 78-87, 1991.

FEUERHARMEL, M.R. **Comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno.** Porto Alegre, 2000. 131p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

FOX, P. J. **Discussion of Behavior of a Fiber-Reinforced Bentonite at Large Shear Displacements.** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York, v.133, n.12, p. 1634-1635, 2007.

FREITAG, D.R. **Soil randomly reinforced with fibers.** *Journal of Geotechnical Engineering*, New York, v.112, n.8, p. 823-826, 1986.

GRAY, D.H.; AL-REFEAI, T. **Behavior of fabric versus fiber-reinforced sand.** *Journal of Geotechnical Engineering*, New York, v.112, n.8, p. 804-820, 1986.

GRAY, D.H.; OHASHI, H. **Mechanics of fiber reinforcement in sand.** *Journal of Geotechnical Engineering*, New York, v.109, n.3, p. 335-353, 1983.

GRAY, D.H.; MAHER, M.H. Admixture stabilization of sands with random fibers. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro, Proceedings... Rotterdam: A.A. Balkema, v.2, p.1363-1366, 1989.

HANNANT, L. **Polymers and polymers composites**. In: J.M. ILLSTON. Construction materials: their nature and behavior. 2ed., London: J.M. Illston/E & FN Spon, p.359-403, 1994.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 1, Soil Classification and Compaction Tests**. London: Prentech Press, 339 p., 1980-a.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 2, Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests**. London: Prentech Press, 402 p., 1980-b.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 3, Effective Stress Tests**. London: Prentech Press, 495 p., 1980-c.

HEINECK, K.S. **Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais**. Porto Alegre, 2002. 251p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

HEINECK, K.S.; CONSOLI, N.C. **Influência da adição de fibras na resistência última de solos**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 12., 2002, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, 3v., v.1, p.403-408, 2002.

HEINECK, K. S., CONSOLI, N. C., BICA, A., CASAGRANDE, M. D. T. **Comportamento de Solos Micro-Reforçados a Pequeníssimas e Grandes Deformações Cisalhantes**. Solos e Rochas. São Paulo - SP, ABMS/ABGE, v.26, n.1, p.3-17, 2003-a.

HEINECK, K. S.; CONSOLI, N. C.; BICA, A. V. D.; FLORES, J. A. Comportamento de misturas de cinza de carvão-bentonita e areia-bentonita. Geotecnia. Lisboa - Portugal: v.99, p.60 - 78, 2003-b.

HEINECK, K. S.; CONSOLI, N. C. **Discussion to Discrete framework for limit equilibrium analysis of fibre-reinforced soil**. Géotechnique, London, v.54, n.1, p.72-73, 2004.

HEINECK, K. S.; COOP, M.R.; CONSOLI, N.C. **Effect of micro-reinforcement of soils from very small to large shear strains**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. New York, v.131, 2005.

HIGGINS, R.A. **Properties of engineering materials**. London: E. Arnold, 2ed., 495p., 1994.

HILMER, K. **Ground Improvement by soil replacement**. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1983, Helsinki. Proceedings ... Rotterdam: A. A. Balkema, v.1, p.37-43, 1983.

HOARE, D.J. Laboratory study of granular soils reinforced with randomly oriented discrete fibres. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL REINFORCEMENT, 1979, Paris. Proceedings ... v.1, p.47-52, 1979.

HOLLAWAY, L. Polymers and polymer composites. In: **Construction Materials; their nature and behavior**. London: J. M. Illston/E. & F.N. Spon, 2ed., p.321-358, 1994.

HOMEM, T.R. **Comportamento de misturas asfálticas porosas com ligantes modificados por polímeros e adição de fibras**. Porto Alegre, 2002. 109p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

ILLSTON, J.M. **Construction materials; their nature and behavior**. 2ed. London: E & FN Spon, 518p., 1994.

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.

JEWELL, R.A.; WROTH, C.P. **Direct shear tests on reinforced sand**. Géotechnique, London, v.37, n.1, p.53-68, 1987.

JOHNSTON, C.D. **Fiber-reinforced cement and concrete**. In: Advances in concrete technology. 2ed. Ottawa: V. M. Malhorta, p.603-673., 1994.

KANIRAJ, S.R.; HAVANAGI, V.G. **Behavior of cement-stabilized fiber-reinforced fly ash-soil mixtures**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.127, n.7, p.574-584, 2001.

LA ROCHELLE, P.; LEROUEIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L. TAVENAS, F. **Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests**. In: SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, 1988.

LADD, R. S. **Preparing test specimens using undercompaction**. Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, v.1, n.1, p.16-23, 1978.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics**, SI version. New York, John Wiley and Sons Inc. New York, NY, 553p., 1979.

LEMOS, L.J.L.; VAUGHAN, P.R. **Clay-interface shear resistance**. Géotechnique, London, v.50, n.1, p. 55-64, 2000.

LI, L.; MITCHELL, R. Effects of reinforcing elements on the behavior of weakly cemented sands. *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, v.25, n.2, p.389-395, 1988.

LIMA, D.C.; BUENO, B.S.; THOMASI, L. **The mechanical response of soil-lime mixtures reinforced with short synthetic fiber**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 3., 1996, San Diego. Proceedings... v.1, p.868-877, 1996.

MAHER, M.H.; GRAY, D.H. Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers. *Journal of Geotechnical Engineering*, New York, v.116, n.11, p.1661-1677, 1990.

MAHER, M.H.; HO, Y.C. **Behavior of fiber-reinforced cemented sand under static and cyclic loads**. *Geotechnical Testing Journal*, Philadelphia, v.16, n.3, p.330-338, 1993.

MAHER, M.H.; HO, Y.C. **Mechanical properties of Kaolinite/fiber soil composite**. *Journal of Geotechnical Engineering*, New York, v.120, n.8, p. 1381-1393, 1994.

MCGOWN, A.; ANDRAWES, K.Z.; AL-HASANI, M.M. **Effect of inclusion properties on the behavior 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, 11., São Francisco, Proceedings... v.3, p.1735-1738, 1988.

MELLIOS, G.A. **Provas de carga em solos porosos**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 1985, São Paulo. Anais ... São Paulo: ABMS/ABEF, v.2, p.73-102, 1985.

MICHALOWSKI, R.L.; CERMÁK, J. **Triaxial compression of sand reinforced with fibers**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York, v.129, n.2, p.125-136, 2003.

MINKOV, M.; EVSTATIEV, D.; KARACHOROV, P. **Stress and deformations in stabilized loess**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm. Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, 3v, v.2, p.193-197, 1981.

MITCHELL, J. K. **Fundamentals of soil behavior**, 2<sup>a</sup>ed., Wiley, New York, 1993.

MITCHELL, J.K.; KATTI, R.K. **Soil improvement**. State-of-the-art report. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm., Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, v.4, p.261-317, 1981.

MONTARDO, J.P. **Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes**. Porto Alegre, 1999. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

MONTARDO, J.P.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. **Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes**. Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE, v.24, n.3, p.191-209, 2002.

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.

MURRAY, J.J.; FROST, J.D.; WANG, Y. **Behavior of a sandy silt reinforced with discontinuous recycled fiber inclusions**. In: PROC. OF THE 79<sup>TH</sup> ANNUAL MEETING TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, Washington. 29p., 2000.

NATARAJ, M.S.; ADDULA, H.R.; MCMANIS, K.L. **Strength and deformation characteristics of fiber reinforced soils**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 3., San Diego, 1996. Proceedings... Pennsylvania: Technomic Publishing Co., Inc, v.1, p.826-835, 1996.

OMINE, K.; OCHIAI, H.; YASUFUKU, N.; KATO, T. **Effect of plastic wastes in improving cemented-treated soils**. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY. Proceedings... Rotterdam, Balkema, p.875-880, 1996.

PALMEIRA, E.M. **Geossintéticos: tipos e evolução nos últimos anos**. In: SEMINÁRIO SOBRE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS EM GEOTECNIA. Geossintéticos 92... Brasília, p.1-20, 1992.

PALMEIRA, E.M. **Evolução dos geossintéticos no Brasil**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE APLICAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS. Geossintéticos 95... Palestras especiais, p.5-15, 1995.

POULOS, S.J. **The steady state of deformation**. Journal of Geotechnical Engineering, New York, ASCE, v.17, GT5, p.553-562, 1981.

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.

SANTONI, R.L.; TINGLE, J.S.; WEBSTER, S.L. **Engineering Properties of sand-fiber mixtures for road construction**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.127, n.3, p.258-268, 2001.



SANTOS, A.P.S. **Comportamento de misturas solo-cimento-fibra sob compressão confinada com medição de tensão lateral**. Porto Alegre, 2004. 125p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

SCHOFIELD, A.W.; WROTH, C.P. **Critical State Soil Mechanics**. London, McGraw-Hill, 1968.

SHEWBRIDGE, E.; SITAR, N. **Deformation characteristics of reinforced sand in direct shear**. Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.115, n.8, p.1134-1147, 1989.

SHEWBRIDGE, E.; SITAR, N. **Deformation-based model for reinforced sand**. Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.116, n.7, p.1153-1170, 1990.

SILVA, M.A.; BUENO, B.S.; LIMA, D.C. **Estabilização de solos com inclusões curtas aleatórias**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS, 2., 1995. Geossintéticos 95... p.327-335, 1995.

SKEMPTON, A.W. **The pore-pressure coefficients A and B**. Géotechnique, London, v.4, p.143-147, 1954.

SPECHT, L.P. **Comportamento de misturas de solo-cimento-fibra submetidos a carregamentos estáticos visando à pavimentação**. Porto Alegre, 2000. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

SPECHT, L.P.; HEINECK, K.S.; CERATTI, J.A.P.; CONSOLI, N.C. **Comportamento de misturas solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos**. Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE, v.25, n.1, p.15-34, 2002.

SPINELLI, L.F. **Comportamento de fundações superficiais em solos cimentados**. Porto Alegre, 1999. 133p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

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.

TAYLOR, G.D. **Materials in construction**. 2ed. London: Longman Scientific & Technical, 284p., 1994.

TEODORO, J.M.; BUENO, B.S. **Estudo do comportamento dos solos reforçados com fibras plásticas de polipropileno**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11, Brasília, 1998. Anais... v.2., p.1093-1100, 1998.

- TEODORO, J.M. **Resistência ao cisalhamento de solos reforçados com fibras plásticas**. São Paulo, 1999. 108p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de São Carlos/ USP.
- TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 722p., 1943.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. 2.ed. New York: John Wiley and Sons, 1967.
- ULBRICH, L.A. **Aspectos do comportamento mecânico de um solo reforçado com fibras**. Porto Alegre, 1997. 122p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- VAN IMPE, W.F.V. **Soil improvement techniques and their evolution**. Rotterdam, A.A. Balkema, 125p., 1989.
- VENDRUSCOLO M.A. **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado**. Porto Alegre, 1996. 141p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- VENDRUSCOLO, M.A. **Comportamento de ensaios de placa em camadas de solo melhoradas com cimento e fibras de polipropileno**. Porto Alegre, 2003. 224p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- 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.
- VIDAL, H. **The principle of reinforced earth**. Highway Research Record. Washington, D.C., NCR-HRB, n.282, p.1-16, 1969.
- 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.
- ZORNBERG, J.G. **Discrete framework for limit equilibrium analysis of fibre-reinforced soil**. Géotechnique, London, v.52, n.8, p.593-604, 2002.