

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

ENSAIOS DE PLACA EM AREIA NÃO SATURADA REFORÇADA COM
FIBRAS

Vinícius Girardello

Porto Alegre
2010

Vinícius Girardello

**ENSAIOS DE PLACA EM AREIA NÃO SATURADA
REFORÇADA COM FIBRAS**

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.^a DR.^a WAI
YING YUK GHELING

Porto Alegre
2010

G519e Girardello, Vinícius
Ensaio de placa em areia não saturada reforçada com fibras / Vinícius Girardello. – 2010.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2010.

Orientação: Prof. Dr. Nilo Cesar Consoli
Profa. Dra. Wai Ying Yuk Gehling

1. Solo reforçado - Ensaio. 2. Ensaio triaxial. 3. Fibras de polipropileno.
I. Consoli, Nilo Cesar, orient. II. Gehling, Wai Ying Yuk, orient. III. Título.

CDU-624.131(043)

VINÍCIUS GIRARDELLO

ENSAIOS DE PLACA EM AREIA NÃO SATURADA REFORÇADA COM FIBRAS

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 de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 2010.

Nilo Cesar Consoli

Ph.D. pela Concordia University

Orientador

Wai Ying Yuk Gehling

Dr^a. pela Universidad Politécnica da Catalunya

Orientadora

Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Ph.D. pela University of Leeds

Coordenador do PPGEC

BANCA EXAMINADORA:

Américo Campos Filho

Dr. pela EPUSP – São Paulo

Antônio Thomé

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Maciel Donato

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

CONVIDADOS:

Rodrigo Caberlon Cruz

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Francisco Dalla Rosa

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico esse trabalho a minha mulher, meu filho, aos meus pais e irmãs, que tanto me incentivaram e me deram a condição de me tornar um mestre em engenharia civil.

AGRADECIMENTOS

Eu agradeço a Deus por ter me acompanhado, sempre tão pronto, durante toda essa caminhada, com sua presença constante em nossas vidas.

Aos meus pais Ivo e Nilva, que sempre confiaram no meu potencial e me apoiaram para que eu chegasse até aqui.

À minhas irmãs Vanderlise e Cláudia, que de todas as maneiras contribuíram para a minha formação e sempre me apoiaram, em todas as decisões.

À minha mulher Lisiê, que agüentou o meu mau humor várias vezes, quando os prazos de trabalhos cada vez se encurtavam mais e o nervosismo cada vez aumentava. Que soube compreender as minhas preocupações, entender os meus desabafos e sempre me dar apoio.

Ao meu filho, que me deu a luz, amor, alegria, e tudo de bom que na vida pode existir.
TE AMO.

A todos os meus familiares e amigos, que de várias maneiras contribuíram para a minha formação, me dando apoio sempre com palavras que estimulam e dão vontade de crescer.

Ao meu Orientador, Professor Nilo C. Consoli, pessoa pela qual todos podemos nos espelhar e seguir frente, o qual me apoiou durante toda essa jornada, com muito entusiasmo querendo cada vez mais a busca pelo conhecimento.

A minha Orientadora Professora Wai Gehling, que me auxiliou durante o desenvolvimento do meu trabalho.

Ao Prof. Antônio Thomé, um grande mestre e amigo que conheci durante a faculdade de engenharia civil, através de disciplinas ministradas por ele, através da pesquisa no Laboratório de Geotecnia e através da orientação no meu Trabalho de Conclusão de Curso. Obrigado pelo conhecimento que me foi passado, pelo apoio em todas as horas difíceis e por ter me mostrado, sempre, o caminho certo a ser seguido.

Ao Professor de Engenharia Civil, Maciel Donato, da Universidade de Passo Fundo, o qual me auxiliou demais no desenvolvimento de minha dissertação, como amigo, como conselheiro e com um orientador informal.

Aos demais professores do PPGEC que de alguma maneira contribuíram ao meu desenvolvimento, sendo através de encontros nos laboratórios, corredores ou aulas ministradas por eles.

Ao amigo Chico, o qual me deu grande ajuda no desenvolvimento desse trabalho, presente sempre como um colega de profissão e grande amigo.

Ao amigo Lucas, colega de laboratório na UFRGS, o qual de várias formas me ajudou, sempre prestativo e pronto para auxiliar.

Ao colega e laboratorista Leunir Freitas, que durante todo o tempo de desenvolvimento dos ensaios de placa esteve presente, ajudando a solucionar problemas de todas as naturezas, com seus conselhos e suas idéias.

A todos os colegas de laboratório, que sempre me ajudaram, em vários trabalhos desenvolvidos, em ensaios, e até mesmo no desenvolvimento da pesquisa. Amigos do LEGG, laboratório na UFRGS e amigos do LABGEO, laboratório na UPF.

Ao meu colega dos tempos de graduação, Paulo C. Pinto, que sempre, desde o início da faculdade, esteve junto comigo, em praticamente todos os trabalhos durante o curso, e até mesmo agora, na reta final, ele concluindo seu mestrado em São Paulo, e eu concluindo meu mestrado aqui na UFRGS, esteve me ajudando no desenvolvimento deste, participando de ensaios de placa com toda dedicação que seu tempo permitia.

A todos os meus colegas do mestrado, grandes amigos que nos tormamos, alguns com maior afinidade, é verdade, porém todos ficam no coração e levo algo de todos eles, pela difusão de conhecimentos, por discussões sobre diferentes disciplinas e áreas, pelas aulas e horas de intervalo e pela amizade que desejo que continue.

Ao CNPq pela bolsa de estudo, a Fitesa Fibras e Filamentos S/A, pelas fibras cedidas para esta pesquisa, à UFRGS e à UPF pelo acolhimento incondicional.

Ao final, MUITO OBRIGADO a todas as pessoas que de alguma forma me ajudaram a tornar-me um MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	1
1.2. OBJETIVO GERAL	2
1.2.1. Objetivos Específicos	2
1.3. DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA.....	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	4
2.2. SOLOS REFORÇADOS	4
2.2.1. Estabilização e Reforço de Solos	4
2.2.2. Tipos de Fibras Empregadas como Reforço.....	6
2.2.2.1. Fibras naturais	6
2.2.2.2. Fibras poliméricas	7
2.2.2.3. Fibras minerais	8
2.2.2.4. Fibras metálicas.....	9
2.2.3. Estudos Experimentais	9
2.2.4. Alterações nas Propriedades dos Solos devido a Inclusão de Fibras	20
2.2.4.1. Compactação	20
2.2.4.2. Resistência ao cisalhamento de pico	21
2.2.4.3. Resistência ao cisalhamento pós-pico	23
2.2.4.4. Deformabilidade.....	23
2.2.4.5. Modo de ruptura	24
2.2.4.6. Variação volumétrica	24
2.2.4.7. Rigidez inicial	25
2.3. PROVAS DE CARGA EM PLACA	25
2.3.1. Considerações Iniciais	25
2.3.2. Estudos Experimentais	26
2.4. SUCCÃO	34
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	36
3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	36
3.2. VARIÁVEIS INVESTIGADAS	36
3.2.1. Ensaio de Sucção	37
3.2.2. Ensaio Triaxiais	37
3.2.3. Ensaio de Placa	38
3.3. MATERIAIS	39
3.3.1. Areia	39
3.3.2. Fibras	40
3.3.3. Água	41

3.4. MÉTODOS	42
3.4.1. Ensaio Triaxiais	42
3.4.2. Ensaio de Sucção	43
3.4.3. Ensaio de Placa	46
3.4.3.1. Equipamentos utilizados	46
3.4.3.2. Processos de mistura e construção das camadas	48
3.4.3.3. Método de ensaio	51
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	54
4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	54
4.2. DEFINIÇÕES BÁSICAS	54
4.3. ENSAIOS DE SUCCÃO	55
4.4. ENSAIOS TRIAXIAIS	57
4.4.1. Ensaio Triaxiais Saturados	57
4.4.1.1. Envoltórias de Ruptura e Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento do Material Saturado Com e Sem Fibras	66
4.4.2. Ensaio Triaxiais Não Saturados	67
4.4.2.1. Envoltórias de Ruptura e Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento do Material Não Saturado Com e Sem Fibras	77
4.4.3. Comparativo entre Ensaio Saturado e Não Saturado	79
4.5. ENSAIOS DE PLACA	84
4.5.1. Calibração da Célula de Carga	84
4.5.2. Calibração das Régua Resistivas	85
4.5.3. Mecanismos de Ruptura e Exumação das Camadas	87
4.5.4. Curvas de Carga <i>versus</i> Deslocamento do Ensaio Sem Reforço	96
4.5.5. Curvas de Carga <i>versus</i> Deslocamento do Ensaio Com Reforço	97
4.5.6. Comparativo de Ensaio Reforçado e Não Reforçado em Diferentes Densidades Relativas	98
5. CONCLUSÕES	103
5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	103
5.1.1. Ensaio de Sucção	103
5.1.2. Ensaio Triaxiais	103
5.1.3. Ensaio de Placa	103
5.2. SUGESTÕES	104
6. REFERÊNCIAS	105

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1: Curva granulométrica da areia (Donato 2007).....	39
Figura 3.2: Aspecto das fibras de polipropileno de 100 dtex com 50 mm de comprimento (fonte: FITESA S/A).	41
Figura 3.3: Equipamento triaxial utilizado nos ensaios.....	42
Figura 3.4: Molde acrílico e soquete de madeira.....	44
Figura 3.5: Corpos-de-prova com papel filtro em seus topos.....	45
Figura 3.6: Cápsulas com papéis filtro prontas pra serem levadas à estufa.	45
Figura 3.7: Placa de aço utilizada no ensaio.....	46
Figura 3.8: Caixa de madeira construída para o ensaio.	47
Figura 3.9: Caixa de madeira após pintura.	47
Figura 3.10: Betoneira utilizada para mistura do material.	49
Figura 3.11: Colocação do material para dentro da caixa.	49
Figura 3.12: Espalhamento do material dentro da caixa.	50
Figura 3.13: Fibras desfiadas utilizadas no ensaio.	51
Figura 3.14: Equipamento posicionado para o ensaio.....	52
Figura 3.15: Voltímetros digitais conectados às réguas resistivas.	53
Figura 4.1: Resultados da sucção para $D_r = 50\%$	55
Figura 4.2: Resultados da sucção para $D_r = 90\%$	56
Figura 4.3: Resultados da sucção para as diferentes densidades relativas.	56

Figura 4.4: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em diferentes tensões confinantes, do material sem reforço em $Dr = 50\%$, saturado.....	58
Figura 4.5: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em diferentes tensões confinantes, do material com reforço, em $Dr = 50\%$, saturado.	60
Figura 4.6: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em diferentes tensões confinantes, do material sem reforço em $Dr = 90\%$, saturado.....	62
Figura 4.7: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em diferentes tensões confinantes, do material com reforço em $Dr = 90\%$, saturado.	63
Figura 4.8: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, nas diferentes tensões confinantes, do material com reforço e sem reforço, nas diferentes densidades relativas, saturado.	65
Figura 4.9: Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado e não reforçado, saturado.	67
Figura 4.10: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em diferentes tensões confinantes, do material sem reforço em $Dr = 50\%$, não saturado.	69
Figura 4.11: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em diferentes tensões confinantes, do material com reforço, em $Dr = 50\%$, não saturado....	71
Figura 4.12: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em diferentes tensões confinantes, do material sem reforço em $Dr = 90\%$, não saturado.	73
Figura 4.13: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em diferentes tensões confinantes, do material com reforço em $Dr = 90\%$, não saturado.....	74
Figura 4.14: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, nas diferentes tensões confinantes, do material com reforço e sem reforço, nas diferentes densidades relativas, não saturado.....	76
Figura 4.15: Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado e não reforçado, não saturado.....	78

Figura 4.16: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em tensão confinante de 20kPa, do material com reforço em $D_r = 90\%$, para condição saturada e não saturada.	80
Figura 4.17: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em tensão confinante de 20kPa, do material sem reforço em $D_r = 90\%$, para condição saturada e não saturada.	81
Figura 4.18: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em tensão confinante de 200kPa, do material com reforço em $D_r = 50\%$, para condição saturada e não saturada.	82
Figura 4.19: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em tensão confinante de 200kPa, do material sem reforço em $D_r = 50\%$, para condição saturada e não saturada.	83
Figura 4.20: Gráfico de calibração da célula de carga.	85
Figura 4.21: Gráfico de calibração da régua resistiva 01.	86
Figura 4.22: Gráfico de calibração da régua resistiva 02.	86
Figura 4.23: Mecanismo de ruptura obtido para camadas de areia sem fibras – $D_r = 90\%$: (a) vista superior e (b) vista lateral.....	88
Figura 4.24: Mecanismo de ruptura obtido para camadas de areia com fibras – $D_r = 90\%$: (a) vista superior e (b) vista lateral.....	88
Figura 4.25: Mecanismo de ruptura obtido para camadas de areia sem fibras – $D_r = 50\%$: (a) vista superior e (b) vista lateral, Donato (2007).	89
Figura 4.26: Mecanismo de ruptura obtido para camadas de areia com fibras – $D_r = 50\%$: (a) vista superior e (b) vista lateral, Donato (2007).	89
Figura 4.27: Levantamento do solo [$D_r=90\%$] na lateral da placa: (a) solo sem reforço e (b) solo com reforço.	90
Figura 4.28: Levantamento do solo ao lado da placa no ensaio de areia com $D_r = 90\%$	90

Figura 4.29: Exumação das camadas do ensaio em areia com $Dr = 90\%$, (a) vista frontal e (b) vista de cima.	91
Figura 4.30: Esquema de deformação das camadas do ensaio na areia – $Dr = 90\%$	91
Figura 4.31: Exumação das camadas do ensaio em areia e fibras com $Dr = 90\%$, (a) vista frontal e (b) vista de cima.	92
Figura 4.32: Esquema de deformação das camadas do ensaio na areia reforçada – $Dr = 90\%$	92
Figura 4.33: Exumação das camadas dos ensaios de Donato (2007) com $Dr = 50\%$, (a) sem reforço (b) com reforço.....	93
Figura 4.34: Comparativo de deformações para o ensaio reforçado e não reforçado em $Dr = 90\%$	93
Figura 4.35: Bandas de cisalhamento do ensaio na areia em $Dr = 90\%$	94
Figura 4.36: Bandas de cisalhamento do ensaio na areia em $Dr = 50\%$, Donato (2007).	95
Figura 4.37: Campos de deslocamento de ruptura localizada.	96
Figura 4.38: Curvas de carga <i>versus</i> deslocamento da placa no ensaio sem reforço – $Dr = 90\%$	97
Figura 4.39: Curvas de carga <i>versus</i> deslocamento da placa no ensaio com reforço – $Dr = 90\%$	98
Figura 4.40: Curvas de carga <i>versus</i> deslocamento da placa no ensaio com e sem reforço – $Dr = 90\%$	99
Figura 4.41: Resultados dos ensaios de placa na areia em densidade relativa de 90% e 50%.	100
Figura 4.42: Resultados dos ensaios de placa na areia reforçada em densidade relativa de 90% e 50%.	101

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Divisão dos ensaios triaxiais.....	37
Tabela 3.2: Variáveis investigadas nos ensaios de placa.....	38
Tabela 3.3: Índices físicos da areia e areia-fibra.	39
Tabela 3.4: Resumo das propriedades mecânicas das fibras.	40
Tabela 4.1: Resultados dos ensaios de sucção.....	55
Tabela 4.2: Ângulo de atrito e intercepto coesivo do material saturado.	66
Tabela 4.3: Ângulo de atrito e intercepto coesivo do material não saturado.....	77

LEGENDA

ε_a : Deformação axial

ϕ : Ângulo de atrito interno

γ : Deformação cisalhante

γ_d : Peso específico aparente seco

ν : Coeficiente de Poisson

τ : Tensão de cisalhamento

ρ : Massa específica do solo

ρ_z : Recalque da área carregada

σ_v : Tensão vertical

σ_1, σ_3 : Tensões principais máxima e mínima

σ_a, σ_r : Tensões principais - axial e radial

ψ : Ângulo de dilatância

ω : Teor de umidade

a : Raio da placa circular

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM: American Society for Testing and Materials

B : Parâmetro de poro-pressão de Skempton

c : Coesão

CBR: California Bearing Ratio

C_u : Coeficiente de uniformidade

D : Diâmetro da câmara de calibração

D : Diâmetro da célula

d : Diâmetro da placa

d: Diâmetro do diafragma da célula

d/10: Critério de recalque máximo (norma inglesa)

d/30: Critério de recalque máximo (norma brasileira)

*D*₁₀: Diâmetro efetivo das partículas

*D*₅₀: Diâmetro médio

dtex: Unidade que representa a espessura dos filamentos (1 dtex = 1g/10000m)

e: Índice de vazios

*e*₀: Índice de vazios inicial

E: Módulo de elasticidade ou Módulo de Young

E: Espessura da célula

*E*_{def}: Energia de deformação ou tenacidade

h: espessura da placa

H: Altura da câmara de calibração

H/*D*: Relação entre altura e diâmetro da câmara de calibração

*L*₁: Primeira leitura após a aplicação do estágio de carregamento

*L*_{*n*}: Leitura em um instante *n* qualquer

*L*_{*n*-1}: Leitura imediatamente anterior à leitura *L*_{*n*}

LVDT: Linearly variable differential transformer

NBR: Norma Brasileira

*p*_{av}: Média de tensões aplicada pela placa

PET: Polietileno tereftalato

q: Tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$)

RESUMO

GIRARDELLO, V. **Ensaio de Placa em Areia Não Saturada Reforçada com Fibras**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O objetivo do presente trabalho foi estudar o comportamento mecânico de uma areia não saturada, com e sem reforço de fibras, através de ensaios de placa realizados em densidade relativa de 50% e 90%. Para o reforço da areia foi acrescentada a quantidade de 0,5% de fibra de polipropileno em relação ao peso seco de solo. A análise dos resultados dos ensaios de placa indica que a inclusão de fibras influencia significativamente no comportamento carga-recalque do material. O melhor resultado foi obtido para o ensaio realizado na maior densidade relativa (DR = 90%) com adição de fibras, apresentando uma mudança significativa no comportamento carga-recalque. Ensaio triaxiais também foram realizados a fim de obter os parâmetros de resistência e deformação dos materiais estudados. Além disso, ensaios de sucção foram realizados para avaliar a sua influência sobre os parâmetros de resistência do solo não saturado, com e sem reforço.

Palavras-chave: reforço de solos; ensaios triaxiais; fibras de polipropileno; sucção.

ABSTRACT

GIRARDELLO, V. **Plate Load Tests on Fiber-Reinforced Unsaturated Sands**. 2010. Dissertation (Master in Engineering) □□Graduate Course in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

The aim of present research was to study the mechanical behavior of unreinforced and fiber-reinforced unsaturated sand through plate load tests carried out at relative densities of 50% and 90%. For the reinforced sand, 50 mm long polypropylene fibers were added at a concentration of 0.5% by dry weight. The analysis of the plate test results indicates that the soil load-settlement behavior is significantly influenced by the fiber inclusion. The best performance was obtained for the densest (DR=90%) fiber-sand mixture, where a significant change in the load-settlement behavior was observed. Triaxial tests were also carried out in order to establish the strength and deformation parameters of the materials studied. Furthermore, suction tests were carried out to investigate its potential influence on the strength parameters of the unsaturated fiber-reinforced and unreinforced materials.

Keywords: plate load tests, fiber reinforcement; triaxial tests; polypropylene fibers, suction.

1. INTRODUÇÃO

1.1. RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

Há cerca de 3000 anos já havia a idéia de associar elementos de reforço para melhoria do comportamento do solo com relação à sua resistência. Os Babilônicos já inseriram materiais fibrosos na Construção de “Ziggurates” a mais de 1400 anos antes de Cristo. Algumas seções da Muralha da China também foram construídas com argila e cascalho entremeados com fibras naturais.

A forma moderna de reforço do solo foi introduzida por Henri Vidal – engenheiro francês - na década de 60. O conceito de Vidal foi de um material compósito formado de tiras metálicas planas colocadas horizontalmente no solo. A interação entre o solo e os membros de reforço era unicamente por atrito devido ao peso próprio. Este material foi descrito como “Terra Armada”. A partir daí, o conceito de solo reforçado avançou rapidamente, com a criação e desenvolvimento de materiais poliméricos sintéticos.

A inclusão de fibras como reforço de solos tem sido estudada por diversos pesquisadores nos últimos anos para diferentes 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).

As fibras sintéticas e poliméricas apresentam o aprimoramento da técnica para estabilização de solos de fundação na atualidade.

Destaca-se 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; 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, Consoli et al., 1997, 1998, 1999, 2002,

2003-a, 2003-b, 2003-c, 2004, 2005-a, 2005-b, 2007-a, 2007-b, 2009-a, 2009-b, 2009-c, 2010).

Existem alguns estudos realizados a partir de provas de carga em solos reforçados com fibras (Consoli et al., 2003-b; Vendruscolo, 2003, Casagrande, 2001, 2005 e Consoli et al., 2009) que sugerem que elas distribuem as tensões em uma área maior, dificultando a propagação de fissuras e aumentando conseqüentemente a capacidade de suporte do solo.

1.2. OBJETIVO GERAL

O objetivo geral do presente trabalho é analisar o comportamento mecânico de uma areia reforçada e não reforçada com fibras de polipropileno submetidas a um carregamento vertical em placa circular, em areia parcialmente saturada, nas densidades relativas de 50% e 90%.

1.2.1. Objetivos Específicos

Com intuito de atingir os objetivos da pesquisa, foram listados alguns objetivos específicos relatados a seguir:

- Avaliar comportamento mecânico dos solos reforçados e não-reforçados através de ensaios triaxiais nas condições saturada e não saturada, nas densidades relativas de 50 e 90%;
- Avaliar a sucção do material em função da densidade relativa de 50 e 90%, com e sem fibras de polipropileno;
- Analisar as curvas carga-recalque obtidas nos ensaios de placa, estabelecendo os efeitos da adição de fibras nos compósitos reforçados e a influência da densidade relativa do material não saturado;

1.3. DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA

O trabalho está dividido em cinco capítulos distintos, conforme a realização da pesquisa.

Primeiramente inicia-se com o Capítulo 1, de introdução, onde são apresentados os objetivos do trabalho e suas justificativas.

Em seguida, no Capítulo 2 é apresentada uma revisão da literatura existente, definida por tópicos referentes aos principais assuntos abordados nesta pesquisa.

No Capítulo 3, desenha-se o programa experimental, com a descrição dos materiais utilizados, dos equipamentos produzidos e utilizados e dos métodos de ensaios.

Já no Capítulo 4 são apresentadas as análises e discussões dos resultados obtidos no programa experimental.

No Capítulo 5 são apresentadas as principais conclusões que representam a síntese de todo conhecimento adquirido durante a realização de todo o trabalho.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste Capítulo 2 serão apresentadas definições e propriedades gerais relacionadas com a melhoria e o reforço de solos. Aspectos técnicos sobre os mecanismos de interação que existem entre o solo e o reforço, além das alterações do comportamento dos solos causadas pela adição de fibras também são abordados. Em seguida, são apresentados estudos experimentais e generalidades sobre ensaios de prova de carga em placa. Algumas considerações sobre sucção também serão apresentadas. Por fim, é apresentada uma sucinta revisão sobre as análises numéricas.

2.2. SOLOS REFORÇADOS

2.2.1. Estabilização e Reforço de Solos

A estabilização de solos com a utilização de 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).

Compreende-se como melhoria ou reforço de solos a utilização de processos físicos e/ou químicos que visem o melhoramento das propriedades mecânicas dos solos. Deseja-se 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.

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. Este processo de reforço de solo consiste em se introduzir no maciço elementos que possuam resistência à tração elevada (fitas metálicas, mantas, geotêxteis, geogrelhas, malhas de aço, fibras, etc.).

A utilização de geossintéticos no Brasil data do final dos anos 70 e início dos anos 80, com obras não só envolvendo aplicações em drenagem e filtração, mas também no 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. Tipos de Fibras Empregadas como Reforço

No mercado, existe uma ampla variedade de fibras para serem testadas. As características de comportamento de cada uma delas, as propriedades físicas, químicas e mecânicas, que por sua vez irão afetar o comportamento do material compósito, estão intimamente relacionadas ao material do qual são compostas e ao seu processo de fabricação.

No entanto, a compreensão do mecanismo de interação matriz-reforço e da parcela de contribuição de cada uma das fases no comportamento do material compósito como um todo é fundamental para a definição do tipo de fibra a ser empregado. Esta definição dependerá fundamentalmente das características da matriz a ser reforçada e das características desejadas do material compósito resultante.

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

2.2.2.1. Fibras naturais

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

A avaliação da durabilidade dos compostos formados com fibras vegetais é o principal problema a ser investigado, pois podem ser degradadas pela adição de fungos e

microorganismos. Segundo Teodoro (1999), a exposição das fibras vegetais em ambientes alcalinos causa uma rápida degradação das fibras. Como por exemplo, o emprego das fibras vegetais como reforço de materiais cimentados com cimento Portland comum.

2.2.2.2. Fibras poliméricas

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

Atualmente vários formatos de fibras poliméricas têm sido empregados como reforço de solos. Têm-se 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.

As fibras poliméricas podem ser divididas 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 8 GPa (menor que qualquer outra fibra) e sua resistência à tração é de aproximadamente 400 MPa. Além disso, possuem elevada resistência ao ataque de várias substâncias químicas e aos álcalis (Taylor, 1994). 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 por 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 3000 MPa e o módulo de elasticidade médio é de aproximadamente 64 GPa, e o Kevlar 49, cuja resistência é a mesma do anterior, mas seu módulo é de 300 GPa (Hollaway, 1994).

2.2.2.3. Fibras minerais

Dentre as fibras minerais, podem-se citar as de carbono, vidro e amianto, apresentadas a seguir:

- *Fibras de Carbono*: baseada na resistência das ligações entre os átomos de carbono e na leveza destas, as fibras de carbono apresentam alta resistência à tração e módulo de elasticidade em torno de 420 GPa. 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 “cachos”, isto é, fios compostos de centenas de filamentos individuais justapostos. O diâmetro dos filamentos individuais é geralmente da ordem de 10 μm (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 1000 MPa e módulo de elasticidade em torno de 160 GPa, e apresentam uma ótima aderência com uma matriz composta por cimento. Seu diâmetro é muito pequeno, da ordem de 1 μm (Taylor, 1994). Esta fibra, quando cortada, libera partículas muito pequenas, em função do seu reduzido diâmetro, que danificam os alvéolos pulmonares se aspiradas pelo homem. Em função disso, sua utilização na construção civil é proibida em muitos países.

2.2.2.4. 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 fator de forma na faixa de 30 a 50, comprimento variando de 01 a 7,62 cm e diâmetro entre 0,13 e 0,9 mm. A ruptura do compósito é normalmente associada ao arrancamento da fibra e não à sua ruptura.

A resistência à tração da fibra é da ordem de 1100 MPa e o módulo de elasticidade é de 200 GPa. 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).

2.2.3. Estudos Experimentais

É notório que a grande maioria dos autores concentraram seus esforços em comparar o comportamento de solos reforçados com o de solos não reforçados através dos respectivos parâmetros de resistência ou deformabilidade, analisado principalmente as conseqüências em

detrimento das causas. Sendo assim, deseja-se focalizar e identificar as causas, ou seja, os mecanismos que regem o comportamento do material compósito, sem desprezar as conseqüências, pois elas nos permitem identificar quando ocorrem mudanças nos mecanismos.

Pode-se dizer que existe uma grande complexidade nos fatores que afetam o comportamento do compósito solo-fibra. 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. Conhecendo-se as mudanças na estrutura do material reforçado com fibras em relação ao solo sem fibras, ter-se-á base para 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 deformabilidade do elemento de reforço têm uma influência fundamental no comportamento tensão x 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.

Gray & Ohashi (1983) propuseram um modelo teórico para prever o comportamento de uma areia reforçada com fibras. 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.

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 0,20 mm de diâmetro) e outra também de polipropileno chamada Fibermesh (0,10 mm de diâmetro). As fibras mediam 20 mm 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 x 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. Neste 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, onde o aumento da relação l/d resulta na redução desta tensão de confinamento crítica e torna mais efetiva 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, pois ela possui 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 dizem respeito a um aumento da capacidade de suporte do material. Vários outros aspectos, como maior capacidade de absorção de energia (maior resistência ao impacto), queda na redução de resistência pós-pico (para o caso de materiais mais frágeis), maior capacidade de absorver deformações até atingir a resistência última, entre outros, são exemplos disso.

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.

As propriedades mecânicas e hidráulicas de um compósito caulinita/fibra foram estudadas por Maher & Ho (1994) através de ensaios de compressão não confinada, compressão diametral, flexão e condutividade hidráulica. 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. Porém, 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. A adição de reforços fibrosos aumentou a permeabilidade da argila estudada, sendo mais pronunciada para maiores teores de fibra.

Silva *et al.* (1995) realizaram ensaios de compactação, compressão não-confinada e ensaios de placa para verificar a influência da inclusão de fibras (laminetes plásticos de 3,6 mm de largura; 0,2 mm de espessura com 5, 10 e 20 mm 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.

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

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 são 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.

Ulbrich (1997) e Consoli *et al.* (1998-a) 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, no geral, 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.

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.

Feuerharmel (2000) estudou o comportamento de uma argila caulínica, artificialmente cimentada e não-cimentada, reforçada com fibras de polipropileno distribuídas aleatoriamente na massa de solo. Comparando a influência da adição dessas fibras a dois outros solos (um arenoso e outro areno-siltoso), concluiu-se que: (1) a adição de fibras de polipropileno provocou 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; (2) quanto à resistência ao cisalhamento, o comportamento resistente dos solos não-cimentados reforçados pode ser dividido em três etapas, uma inicial, onde o comportamento é controlado basicamente pela matriz de solo, uma etapa intermediária, na qual o comportamento do material compósito é comandado juntamente pela matriz e pelos elementos de reforço, e uma etapa final, onde o comportamento do material é comandado exclusivamente pelas fibras; (3) para os solos não-cimentados, cujas deformações se distribuem por toda a amostra, as fibras constituem uma estrutura entrelaçada que impõe uma resistência às deformações radiais na amostra, aumentando assim as deformações de compressão do solo. Este efeito depende da adesão entre o solo e as fibras, sendo que para a areia, onde esta adesão é inferior aos demais solos, não se observa alterações significativas na variação volumétrica.

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.

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 e peso específico), 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 aspectos 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 de *ring shear*), acima dos valores usuais em testes padrões de laboratório, bem como a 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 250 mm 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 seu efeito mais pronunciado para materiais compósitos com maiores densidades. 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) e a redução da fragilidade e do valor de intercepto coesivo se acentua 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 (36 mm), 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 K_0 , de uma areia e de misturas de areia-fibra, considerando a influência da adição de fibras de diferentes comprimentos. Os resultados mostraram que: (1) 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 destas; (2) 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; (3) 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 e (4) 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) estudou o comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno, submetidos a grandes deformações, que possuíam características adequadas para o emprego em *liners* de cobertura de aterros sanitários e aterros sobre solos moles. Foram realizados ensaios triaxiais consolidados drenados com distintas trajetórias de tensões e isotrópicos com aplicação de altas tensões, em amostras de areia e areia-fibra, como também em ensaios de cisalhamento do tipo *ring shear* e provas de carga em placa de 0,30 m de diâmetro sobre espessas camadas de areia compactada, reforçada e não reforçada com fibras. Nesta pesquisa buscou-se investigar o comportamento tensão-deformação de misturas reforçadas, os efeitos do comprimento, porcentagem, diâmetro e alongamento/ruptura das fibras, tensão de confinamento, granulometria do solo e densidade das misturas, nas propriedades mecânicas do material reforçado, bem como a influência da adição de fibras no comportamento carga-recalque e nos mecanismos de ruptura de uma areia reforçada. A adição de fibras influenciou o comportamento compressivo da areia, aumentou os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e pós-pico das matrizes estudadas após grandes deslocamentos horizontais, sem quedas significativas de resistência pós-pico no caso da matriz arenosa. O efeito da inclusão de fibras foi mais evidente para baixas tensões efetivas médias iniciais, menores diâmetros, maiores comprimentos e maiores teores de fibras, sendo seu efeito mais pronunciado para misturas mais densas. O comportamento carga-recalque do solo arenoso foi significativamente influenciado pela adição de fibras, aumentando a capacidade de suporte deste e alterando mecanismos de ruptura.

A seguir são apresentadas, resumidamente, as conclusões obtidas por diversos pesquisadores a respeito da influência dos principais fatores mencionados acima 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 mantêm 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).

2.2.4. Alterações nas Propriedades dos Solos devido a Inclusão de Fibras

Na seqüência são descritas algumas 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 e rigidez inicial.

2.2.4.1. Compactação

Hoare (1979) estudou a influência da adição de fibras de polipropileno na compactação de um cascalho com areia. Observou que as fibras conferem uma certa resistência à compactação, resultando em porosidades maiores da mistura, para 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 peso do solo seco) na curva de compactação de uma argila. Os resultados encontrados demonstraram um decréscimo da densidade e um acréscimo na umidade ótima para a adição de 2% de fibra, considerados não muito significativos.

Bueno *et al.* (1996) 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 densidade máxima não sofreu alterações com a inclusão de fibras.

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

Leocádio (2005) observou um aumento significativo na densidade seca máxima de um solo laterítico quando reforçado com fibras de sisal tratadas superficialmente com EPS.

Aumento no teor de umidade ótimo também foi observado quando se aumentou o teor das fibras, com redução deste aumento da umidade ótima com o tratamento superficial. O autor justifica que o tratamento com EPS reduz a absorção de umidade das fibras de sisal.

2.2.4.2. Resistência ao cisalhamento de pico

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 x deformação de uma areia fina reforçada exibia tendências a crescimento mesmo a deformações axiais da ordem de 20 %. Teodoro (1999) observou um aumento na resistência de uma areia siltosa com o aumento no comprimento das fibras de polipropileno de 0 para 30 mm, comportamento este distinto do solo argiloso, que apresentou um máximo de resistência para fibras de 15 mm.

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 ($D_{50} = 0,25$ mm para 0,6 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) e Casagrande (2005) constataram 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. A bi-linearidade foi também observada por vários autores (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; Maher & Gray, 1990; Stauffer & Holtz, 1996; Morel & Gourc, 1997; Kaniraj & Havanagi, 2001). Gray & Al Refeai (1986). Foi observado 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.

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.

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 30 mm) 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 15 mm.

2.2.4.3. 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-b, 1999, 2002-b; Donato *et al.*, 2004 e Casagrande, 2005).

2.2.4.4. 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.

2.2.4.5. Modo de ruptura

O aumento da ductilidade do solo com a adição de fibras é uma observação feita em caráter unânime pelos vários autores que avaliaram este parâmetro (Hoare, 1979; *McGown et al.*, 1988; Maher & 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 progridem, bandas de cisalhamento secundárias se iniciam e vão se tornando mais largas, localizadas próximas da primeira banda.

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

2.2.4.6. 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).

2.2.4.7. 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.

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 no módulo. 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.

2.3. PROVAS DE CARGA EM PLACA

2.3.1. Considerações Iniciais

Analisando uma prova de carga sobre placas é possível perceber que ela se trata da reprodução, em modelo reduzido, de uma fundação superficial. Nasceu antes das conceituações da Mecânica dos Solos e foi uma das primeiras aplicações dos ensaios *in situ*, aplicada empiricamente na tentativa de obtenção de informações sobre o comportamento e determinação das propriedades de deformação e de ruptura do solo. Este tipo de ensaio tem sido utilizado em geotecnia não só especificamente em projeto de fundações, mas também no estudo do comportamento de pavimentos.

A economia em relação a provas de carga em verdadeira grandeza é uma de suas principais vantagens. Outros fatores que podem levar a utilização desse tipo de ensaio são:

- O ensaio tem se mostrado adequado para o estudo do comportamento de fundações superficiais, devido ao fato de que, em ambos os casos, o solo é submetido ao mesmo tipo de carregamento;
- O ensaio permite a observação da forma de ruptura que experimenta o solo quando carregado pela fundação (interação solo-estrutura);
- A existência de um grande número de soluções matemáticas fechadas e procedimentos empíricos e semi-empíricos, que podem ser utilizados para interpretar os resultados experimentais;
- As condições geométricas do problema são perfeitamente conhecidas, facilitando a aplicação de soluções analíticas, especialmente o Método dos Elementos Finitos.

2.3.2. Estudos Experimentais

De acordo com Terzaghi & Peck (1967), os resultados das provas de carga somente representam as características do solo até aproximadamente dois diâmetros abaixo da placa. Portanto, os resultados não podem ser extrapolados a sapatas de maiores diâmetros quando a mesma solicita camadas de distintas características às do ensaio. Para evitar este problema, é necessário conhecer a estratigrafia do local em estudo.

Segundo Mitchell & Katti (1981), a crescente utilização de ensaios de campo é devido principalmente à habilidade para determinar as propriedades de solos que não podem ser facilmente amostrados no estado natural, à eliminação das dificuldades dos ensaios de laboratório (tais como amolgamento da amostra e simulação das condições *in situ*) e ao volume de solo envolvido no ensaio ser muito maior que o correspondente a um ensaio de laboratório. Os mesmos autores executaram as fundações de uma usina de energia no estado de Illinois (EUA) sobre solos siltsosos estabilizados com 3% de cal hidratada e 2% a 5% de cinza volante, formando uma camada tratada de 7,6 m de espessura e observaram que a

resistência à compressão simples da mistura alcançada, após 4 dias de cura a 38°C, foi de 1000 kPa a 1400 kPa. Os autores descreveram também a utilização de uma camada de solo-cimento de 3,6 m de espessura para suportar um edifício de 38 pavimentos no estado da Flórida (EUA), em substituição ao uso de fundações profundas, a qual é uma técnica usual local.

Minkov *et al.* (1981) apresentou resultados de ensaios de placa circulares e quadradas, com áreas variando de 0,04 m² a 4,0 m², realizadas sobre um solo argiloso e outro solo siltoso, ambos estabilizados com cimento. As tensões abaixo das placas foram determinadas através de células de pressão e os autores concluíram que a camada estabilizada redistribui as tensões e aumenta consideravelmente a capacidade de suporte. Os recalques observados foram reduzidos cerca de 3 a 6 vezes quando utilizada uma camada cimentada de 1,5 m de espessura e para a camada de 2 m de espessura de solo cimentado houve uma redução de 5 a 11 vezes dos recalques.

Pells (1983) fala que os ensaios de placa podem ser classificados de acordo com o material a ser ensaiado, areias, argilas e rochas, e de acordo com a forma de execução do ensaio, ensaio de placa na superfície; placa carregada na superfície por um tensor ancorado centralmente à placa, fora ou na zona de influência; placa sobre a base de um furo no terreno, carregado horizontalmente, sobre bloco de concreto embutido ou múltiplas placas. O mesmo autor salienta que a placa pode ser flexível ou rígida. Quanto aos deslocamentos, podem ser medidos sobre a placa, no centro de uma placa flexível, em pontos sobre a superfície do terreno fora da área carregada, ou no interior da área carregada através de extensômetros.

Em seu trabalho, Hilmer em 1983, removeu 600.000 m³ de solo siltoso mole para substituição por pedregulho compactado a fim de ser construído no local uma fábrica de manufaturados. Além dos ensaios dinâmicos, em vista das altas cargas produzidas pelas máquinas, foram realizadas 270 provas de carga em placa com diâmetros de 0,30; 0,40; 0,50 e 0,76 m. Os resultados mostraram que o módulo de deformação tem uma relação com o diâmetro da placa, isto é, o aumento do diâmetro da placa causou um decréscimo do módulo.

Em 1985 é apresentado por Mellios os resultados de ensaios de placa executados em um solo poroso. Os ensaios foram realizados com placas circulares de 0,80 m de diâmetro a profundidades que variam de 0,60 a 1,20 m. O autor conclui que, considerando o estado de

baixa compacidade destes solos, o processo de carregamento representa mais um processo de adensamento do solo do que propriamente a clássica ruptura por cisalhamento de superfícies geometricamente definidas. O comportamento das curvas é bastante similar ao do ensaio de adensamento, o que sugere um tratamento análogo. Assim, considerou-se como tensão de ruptura o que corresponderia a pressão de pré-adensamento.

O comportamento de uma torre de televisão de 190 m de altura apoiada sobre uma camada de 4,5 m de espessura de solo estabilizado com 5% de cimento foi estudado por Evstatiev *et al.* (1985). Os autores observaram uma melhora significativa da estabilidade sísmica da estrutura apoiada sobre esta camada. Os autores conseguiram uma boa previsão dos recalques através da utilização do Método dos Elementos Finitos.

De acordo com Robertson (1986), os ensaios *in situ* também possuem suas limitações, como por exemplo, a trajetória de tensões pode não ser controlada durante a execução do ensaio sendo diferente daquela do problema real; as condições de drenagem não podem ser controladas independentemente e não são consideradas possíveis futuras modificações nas condições do solo.

Ensaio de placa em solo natural foram realizados por Cudmani (1994). Os ensaios foram realizados a diferentes profundidades e com vários tamanhos de placa. A partir dos resultados, o autor observou que: (1) a dispersão dos resultados foi inversamente proporcional ao diâmetro da placa. O autor atribui esta dispersão ao amolgamento produzido durante a preparação do ensaio e à heterogeneidade do solo; (2) o efeito da profundidade foi comprovado, ou seja, uma mesma placa sob dada pressão apresentou recalques menores a maiores profundidades; (3) as curvas carga x recalque não apresentaram uma carga de ruptura definida, isto é, uma magnitude de carga constante a contínuas deformações. Este comportamento é característico de rupturas por puncionamento; (4) as deformações elásticas são de pequena magnitude quando comparadas com as deformações plásticas; (5) a tensão de fluência determinada através dos ensaios de placa coincide com a tensão de pré-adensamento avaliada no ensaio de compressão confinada; (6) a relação carga-recalque é praticamente linear até a tensão de fluência; (7) a previsão da capacidade de suporte pela teoria proposta por Terzaghi (1943) considerando a redução dos parâmetros resistentes, conduz a boas previsões dos valores experimentais; (8) a previsão de recalques do solo estudado através de procedimentos empíricos embasados em resultados de provas de carga se mostrou adequada.

Vendruscolo (1996) sobre camadas de solo residual compactado e de solo tratado com cimento (teor de 5 % de cimento), ambas com 0,60m de espessura, realizou ensaios de placa de 0,30 m de diâmetro. Os resultados dos ensaios de placa sobre camadas de solo melhorado demonstraram que houve um aumento significativo da capacidade de suporte, além de uma redução considerável dos recalques, quando comparadas ao comportamento carga x recalque do solo natural (Cudmani, 1994). A análise do comportamento de fundações superficiais assentes em solos estratificados, através de simulações numéricas, demonstrou ser eficiente na previsão do comportamento carga x recalque das mesmas.

A eficiência do método dos elementos finitos na previsão do comportamento carga x recalque de fundações superficiais assentes em camadas superficiais de solo compactado foi apresentado por Consoli *et al.* (1997-a).

Conforme Sales (1998), que estudou a influência de diferentes espessuras da camada estabilizada sobre as curvas carga x recalque através de ensaios de placa, para uma mesma relação entre a espessura da camada tratada e o tamanho da placa, os resultados dos ensaios de placa podem ser normalizados quando plotados na forma tensão x recalque relativo.

Em 1998 Tessari executou provas de carga sobre cinza pesada de carvão misturada com 5% de cimento, compactada em camadas delgadas na superfície do solo de baixa capacidade de suporte. As provas de carga foram executadas com placas de 0,30; 0,60 e 0,90 m de diâmetro sobre camadas de cinza pesada-cimento com 0,15 e 0,30 m de espessura, sendo comparados com resultados de provas de carga sem camada de cinza pesada-cimento. Observou-se que as fundações assentes sobre a camada compactada de cinza pesada-cimento apresentaram menor recalque e maior capacidade de suporte que as fundações de mesmo diâmetro assentes sobre o solo natural. Além disto, quanto maior a relação entre a espessura da camada tratada e o diâmetro da placa (H/D), maiores eram estas diferenças de recalque e capacidade de suporte, fato também comprovado por Vendruscolo (1996) e Sales (1998). A ruptura se deu sob a forma de puncionamento, comprovado pelas trincas em torno da placa e pela medição dos recalques ao lado da mesma.

Foi discutido por Consoli *et al.* (1998-b) aspectos relacionados à interpretação de provas de carga de fundações superficiais assentes em camadas de solo tratadas com cimento. Foram analisados a influência da espessura de camadas de solo-cimento e também o efeito do

tamanho do elemento de fundação no comportamento carga-recalque. A base de dados foi obtida através de resultados de ensaios em placas circulares de 0,30 e 0,60 m de diâmetro assentes sobre camadas de solo-cimento de diferentes espessuras, fixadas de forma a obter-se quatro valores distintos da relação espessura da camada tratada/diâmetro da placa (H/D) correspondentes a 0, 0,5; 1,0 e 2,0. Foi verificado um mecanismo de ruptura por puncionamento em todos os ensaios realizados, independente do tamanho da placa e da espessura de camada tratada. Os autores concluíram que o efeito do diâmetro da área carregada (D) e da espessura da camada superficial (H), no espaço que relaciona tensão normalizada x recalque relativo (razão entre o recalque e o diâmetro da placa), é desprezível para as várias relações H/D analisadas. Foi proposto então, um método numérico de interpretação baseado no processo de ajuste da curva experimental obtida em ensaios de placa, obtendo-se valores otimizados representativos do módulo de elasticidade e dos parâmetros de resistência da camada de solo-cimento, sendo possível estimar o comportamento de elementos de fundação de diferentes diâmetros assentes sobre camadas tratadas de diversas espessuras.

O estudo do comportamento de fundações superficiais apoiadas em sistema de dupla camada, quando a superior é cimentada, foi estudado por Thomé (1999). Foram construídos aterros experimentais utilizando misturas de resíduos industriais como cinza pesada e cal de carbureto na estabilização de um solo residual de arenito Botucatu, e sobre esses aterros foram executadas provas de carga em placa. O autor concluiu que o comportamento de fundações superficiais sobre solos cimentados é controlado pela relação espessura da camada cimentada e diâmetro da fundação. O ângulo de atrito e o módulo de elasticidade da camada cimentada não influenciaram os resultados de prova de carga. A ruptura da fundação é função de dois mecanismos progressivos, os quais são função das tensões de tração geradas na parte inferior da camada cimentada e das tensões cisalhantes existentes logo abaixo das bordas de fundação.

Casagrande (2001) estudou a influência da adição de fibras numa camada superficial de solo compactado através de ensaios de placa. Observou-se que a camada compactada reforçada com fibras apresentou um comportamento mais rígido e mais resistente do que a camada compactada sem reforço. Segundo Casagrande *et al.* (2002), no solo compactado sem reforço foi observada uma banda de cisalhamento vertical abaixo da borda da placa, fato não observado na camada de solo-fibra. Para Consoli *et al.* (2003-b), as fibras permitem uma redistribuição de tensões em uma área mais ampla aumentando a capacidade de suporte.

Thomé *et al.* (2002) propôs um método semi-empírico de previsão do comportamento de fundações superficiais apoiadas sobre sistemas de dupla camada, sendo a superior cimentada. Com este método foi possível prever com boa precisão a capacidade de carga e a curva carga x recalque de fundações superficiais.

Estudos sobre a influência de camadas compactadas de areia estabilizada com cimento e também da mistura areia-cimento reforçada com fibras de polipropileno, no comportamento carga-recalque de fundações superficiais foi estudado por Vendruscolo (2003). Ensaio de placas circulares de 0,30 m de diâmetro foram executados sobre camadas compactadas de 0,30 m de espessura. Observou-se um aumento da capacidade de suporte, resistência e rigidez da camada de areia-cimento. Verificou-se também um comportamento frágil com relação ao modo de ruptura, e depois de atingida a resistência de pico, a capacidade de carga caiu para aproximadamente o mesmo valor da capacidade de carga obtida no ensaio de placa para o solo residual. A inclusão de fibras na mistura de areia-cimento manteve a capacidade de carga máxima obtida anteriormente praticamente inalterada, porém, notou-se um comportamento pós-pico notadamente mais dúctil. O mecanismo de ruptura observado no campo para o ensaio de placa relativo à camada de areia-cimento mostrou trincas de tração verticais que se propagaram da base para o topo da camada, especialmente na borda da placa. Já o reforço com fibras de polipropileno distribuídas aleatoriamente na mistura de areia-cimento mudou completamente o comportamento do mecanismo de ruptura, ou seja, a ruptura ocorreu pela formação de faixas espessas de cisalhamento ao redor da borda da placa (*shear bands*), permitindo que as tensões se espalhassem por uma área maior na interface da camada subjacente.

Em 2005 foram realizados por Casagrande ensaios de prova de carga em placa com o objetivo de investigar a contribuição de fibras de polipropileno na mobilização de resistência, 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.

Casagrande et al. (2006), através de ensaios do tipo ring shear, 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.

Diambra et al. (2007) apresentou um procedimento para determinação da distribuição da orientação das fibras em areia reforçada com fibras flexíveis. 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.

Consoli et al. (2007-a), através de ensaios do tipo ring shear, realizados em amostras de areia reforçadas com fibras de polipropileno aleatoriamente distribuídas e não-reforçadas, 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.

Segundo Consoli et. al. (2009), a partir dos ensaios de placa realizados, pode-se concluir que a inclusão de fibras na areia causou uma mudança drástica no comportamento carga-recalque nos ensaios de placa, quando comparado com as areias não-reforçada, que atribui ao material composto uma superior resistência e características de rigidez, comparado com a areia não-reforçada. A inclusão de fibras mudou também o comportamento dos mecanismos de ruptura observados na areia não-reforçada. A interação entre os grãos de areia e as fibras, o que ocorreu para todas as densidades relativas consideradas, depende da densidade relativa do material. No caso da areia solta a média densa ($DR = 30\%$ e 50%), a areia reforçada com fibra em uma zona fora da borda da placa é puxada para baixo com a placa, evitando a ruptura por puncionamento. Para o caso de grande densidade ($DR = 90\%$), as fibras têm o efeito de

reduzir o erguimento fora da borda da placa, mesmo para cargas superiores a 50% da carga aplicada para a ruptura na areia não-reforçada. Outro detalhe observado que confirma a mobilização da areia reforçada com fibra fora da área da placa é de que as fissuras radiais se manifestam em areia não-reforçada e desaparecem quando a areia é reforçada pela fibra, independente da densidade relativa.

Consoli et. al. (2009) diz também que o efeito da inclusão de fibras foi mais pronunciado para maiores densidades. Em todas as densidades relativas, a areia reforçada com fibra apresentou nos ensaios maior rigidez global, e maior capacidade de carga. No entanto, o valor de recalque necessário antes do início do ensaio da curva carga-recalque para areia não-reforçada e reforçada com fibra começa a divergir, dependendo essencialmente da densidade relativa (50 mm para DR = 30%, 30 mm para DR = 50%, e quase zero para DR = 90%). A relação entre estes diferentes pontos de recalques e de DR pode ser razoavelmente equiparado com uma relação logarítmica, uma vez que o comportamento assintótico é sugerido para a densidade relativa maior que 90%. O efeito da inclusão de fibras em capacidade de carga e rigidez, e a sensibilidade dos efeitos que a densidade relativa parece que se encaixam com a idéia de que a fibra tem o efeito que tende a suprimir a dilatação.

Consoli et. al. (2009) conclui também que a areia reforçada com fibra revela a capacidade de manter a resistência (ou até mesmo continuar a aumentar a resistência), a deformação permanente, sugerindo um material muito dúctil. Assim, este material pode ser potencialmente utilizado em outros trabalhos de solo, como terraplenagem, como parte da cobertura de liners de aterros de resíduos sólidos urbanos, que sofrem enorme diferencial de recalque, bem como em taludes mais suaves de solos orgânicos, que sofrem com a excessiva deformação devido a consolidação. Em ambos os casos, este novo geo-material poderá sofrer grandes deslocamentos diferenciais sem abrir fissuras ou deterioração.

2.4. SUCCÃO

Sabe-se que solos não saturados são aqueles encontrados na natureza com os vazios preenchidos por uma mistura de ar e água. Segundo Beneveli (2002), a sucção é um dos parâmetros mais importantes para se entender o comportamento dos solos não saturados, tendo em vista que sua resistência e deformabilidade são fortemente influenciadas pela

pressão negativa da água intersticial. A sucção pode ser definida basicamente como sendo a quantidade energética que avalia a capacidade do solo de reter água.

Outros autores, como Houston et al., (1994), definem a sucção como a tensão requerida para remover uma molécula de água do solo na fase de vapor.

Marinho (2000) define sucção como sendo a pressão isotrópica imposta pelo poro-água para absorver mais água.

A chamada curva característica, ou também conhecida por curva de retenção, é uma das relações constitutivas mais importantes para interpretar um solo não saturado. Essa curva relaciona a energia necessária para retirada da água dos poros, denominada de sucção, com a quantidade da água retida, comumente expressa pelo grau de saturação.

Zhou e Yu (2005) e Ho et al., (2006) indicam que diversos fatores influenciam na curva característica de um solo, dentre eles o tipo e estrutura do solo, o teor de umidade inicial, a energia de compactação, o índice de vazios, a história de umedecimento e secagem e a história de tensões. As curvas características de solos argilosos são mais susceptíveis a esses fatores do que as de solos arenosos limpos (Leroueil e Hight, 2002).

Segundo Marinho (1997), a sucção total é composta por duas componentes, a sucção mátrica (relacionada a matriz do solo, ou seja, estrutura e composição das partículas) e a osmótica (devido à concentração química da água no solo).

Aitchison (1965) (*apud* Marinho, 2000) definiu os diferentes componentes de sucção baseando-se em princípios termodinâmicos. A sucção mátrica é a sucção equivalente obtida através da medida de pressão parcial de vapor em equilíbrio com a água do solo, em relação à pressão parcial de vapor em equilíbrio com uma solução de composição idêntica à água do solo. A sucção osmótica é a sucção equivalente derivada da medida da pressão parcial de vapor em equilíbrio com uma solução de composição idêntica a da água do solo, em relação à pressão parcial de vapor em equilíbrio com a água pura livre. A sucção total é a sucção equivalente derivada da medida de pressão parcial de vapor em equilíbrio com a água do solo, em relação a pressão parcial de vapor em equilíbrio com a água pura livre.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa experimental estabelecido tem como objetivo principal investigar o comportamento mecânico, através das curvas de carga *versus* deslocamento, obtidas em ensaios de placa realizados em laboratório.

As etapas que constituem o programa experimental são detalhadamente descritas neste capítulo, bem como a descrição dos materiais utilizados na pesquisa, os métodos utilizados na preparação dos ensaios, detalhes de execução dos ensaios e equipamentos.

O programa experimental pode ser descrito em quatro etapas. Primeiramente foram realizados os ensaios de sucção para verificar a influência das fibras e da densidade relativa na mesma. A segunda etapa contempla a realização de ensaios triaxiais para determinação de parâmetros do solo. A terceira etapa é a realização dos ensaios de placa em solo e solo-fibra.

3.2. VARIÁVEIS INVESTIGADAS

Diversos 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 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 da densidade relativa e da adição de fibras na massa de solo. 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.

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.

3.2.1. Ensaios de Sucção

Nesse trabalho deseja-se identificar se a adição de fibras e a densidade relativa interferem nos valores de sucção de um solo granular parcialmente saturado. Foram realizados ensaios de sucção em amostras de solo à 10% de umidade, nas densidades relativas de 50 e 90% com e sem fibras.

3.2.2. Ensaios Triaxiais

Foram realizados nessa pesquisa 12 ensaios triaxiais do tipo CID, consolidados isotropicamente e drenados e utilizados os resultados de mais 12 ensaios realizados por Festugato (2008). Esses ensaios foram realizados de acordo com a Tabela 3.1 apresentada a seguir.

Tabela 3.1: Divisão dos ensaios triaxiais.

Condição de Saturação	Densidade Relativa	Conteúdo de Fibras	Tensão Confinante		
			50 kPa	100 kPa	200 kPa
Saturados Festugato (2008)	Dr = 50%	Sem Fibras	50 kPa	100 kPa	200 kPa
	Dr = 50%	Com 0,5% de Fibras	20 kPa	100 kPa	200 kPa
	Dr = 90%	Sem Fibras	20 kPa	100 kPa	200 kPa
	Dr = 90%	Com 0,5% de Fibras	20 kPa	100 kPa	200 kPa
Não-Saturados	Dr = 50%	Sem Fibras	50 kPa	100 kPa	200 kPa
	Dr = 50%	Com 0,5% de Fibras	20 kPa	100 kPa	200 kPa
	Dr = 90%	Sem Fibras	20 kPa	100 kPa	200 kPa
	Dr = 90%	Com 0,5% de Fibras	20 kPa	100 kPa	200 kPa

3.2.3. Ensaio de Placa

O intuito dessa pesquisa busca também contribuir para o desenvolvimento do conhecimento sobre o uso de fibras distribuídas aleatoriamente na massa de um solo arenoso, verificando o comportamento carga-recalque, através de provas de carga assentes sobre camadas de solo reforçado.

Devido a algumas restrições encontradas em ensaios de prova de carga em placa realizados em campo, como condições meteorológicas e custos, os ensaios de placa desta pesquisa foram executados em grande escala, porém, em laboratório experimental, na Universidade de Passo Fundo - RS.

Dois ensaios de placa foram realizados nessa pesquisa sobre camadas de areia e areia-fibra em densidade relativa de 90%, compactadas no interior de uma caixa de acomodação. Foram utilizados também resultados de Donato (2007), os quais foram realizados no mesmo material com densidade relativa de 50%, tanto para areia como também para areia reforçada com fibras, ambos com 10% de umidade. Estabeleceu-se que seria utilizada uma placa circular de 0,30 m de diâmetro e, também, que seja mantido fixo o comprimento das fibras de 50 mm e o teor de umidade inicial de 10%. A Tabela 3.2 apresenta as variáveis investigadas nestes ensaios. Esclarecendo que, para efeito de comparação, as camadas de areia e de areia-fibra foram executadas de forma a atenderem às mesmas densidades relativas, porém, foram calculadas em função dos índices de vazios inicial (mínimo e máximo), distintos para areia e areia-fibra.

Tabela 3.2: Variáveis investigadas nos ensaios de placa.

Material	Densidade Relativa (%)	Teor de fibras (%)	Total de ensaios
Areia	90	0	1
Areia-fibra	90	0,5	1
Areia Donato (2007)	50	0	1
Areia-fibra Donato (2007)	50	0,5	1

3.3. MATERIAIS

3.3.1. Areia

A areia utilizada neste estudo é proveniente de uma jazida localizada no município de Osório – RS. Este material caracteriza-se por ser uma areia fina (NBR 6502 – ABNT, 1995; ASTM D 2487, 1993), limpa e de granulometria uniforme que, segundo Spinelli (1999), tem o quartzo como material correspondente a 99% da sua composição mineralógica, sendo o restante composto por glauconita, ilmenita, turmalina e magnetita. Não foi observada a presença de matéria orgânica. Este material teve sua curva granulométrica e índices físicos determinados no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade de Passo Fundo, por Donato (2007), conforme apresentados na Figura 3.1 e na Tabela 3.3.

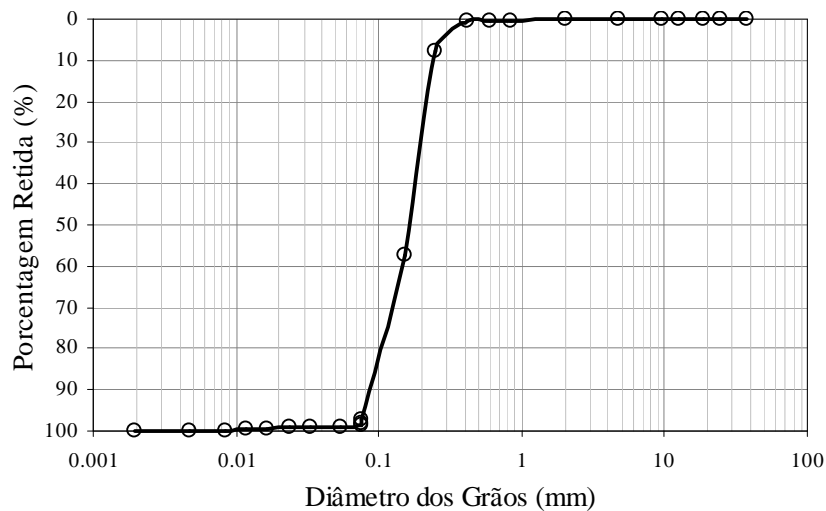


Figura 3.1: Curva granulométrica da areia (Donato 2007).

Tabela 3.3: Índices físicos da areia e areia-fibra.

Índices Físicos	Areia de Osório
Peso específico real dos grãos (γ_s)	26,3 kN/m ³
Coefficiente de uniformidade, C_u	2,1
Coefficiente de curvatura, C_c	1,0

Diâmetro efetivo, D_{10}	0,09 mm
Diâmetro médio, D_{50}	0,16 mm
Índice de vazios, $e_{\text{mínimo}}$	0,59
Índice de vazios, $e_{\text{máximo}}$	0,88
Mistura Areia-Fibras / Índice de vazios, $e_{\text{mínimo}}$	0,61*
Mistura Areia-Fibras / Índice de vazios, $e_{\text{máximo}}$	0,93*

* Utilizados para a obtenção de mesma densidade na execução das camadas reforçadas para ensaios de placa.

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.

Estas fibras são produzidas pela Fitesa Fibras e Filamentos S/A e foram doadas para pesquisa. A grandeza que representa a espessura dos filamentos, na indústria têxtil, é o título, cuja unidade é o dtex (1 dtex = 1g/10000m). As fibras utilizadas nesta pesquisa são corrugadas e possuem título de 100 dtex e comprimento de 50 mm.

A Tabela 3.4 apresenta as principais características, definidas pelo fabricante, das fibras utilizadas. A Figura 3.2 apresenta as fibras de polipropileno de 50 mm de comprimento e um detalhe mostrando sua rugosidade.

Tabela 3.4: Resumo das propriedades mecânicas das fibras.

Propriedades Mecânicas	Fibras 100 dtex
Espessura	100 μm
Densidade relativa	0,91

Módulo de elasticidade	3 GPa
Resistência à tração última	120 MPa
Deformação na ruptura	80%



Detalhe da fibra corrugada

Figura 3.2: Aspecto das fibras de polipropileno de 100 dtex com 50 mm de comprimento (fonte: FITESA S/A).

3.3.3. Água

Água destilada é utilizada na preparação das amostras e na realização dos ensaios triaxiais e de sucção. Na realização dos ensaios de placa, devido ao grande volume de água, foi utilizada água normal sem destilação.

3.4. MÉTODOS

3.4.1. Ensaio Triaxiais

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 que são utilizadas no equipamento triaxial apresentado na Figura 3.3 a seguir.

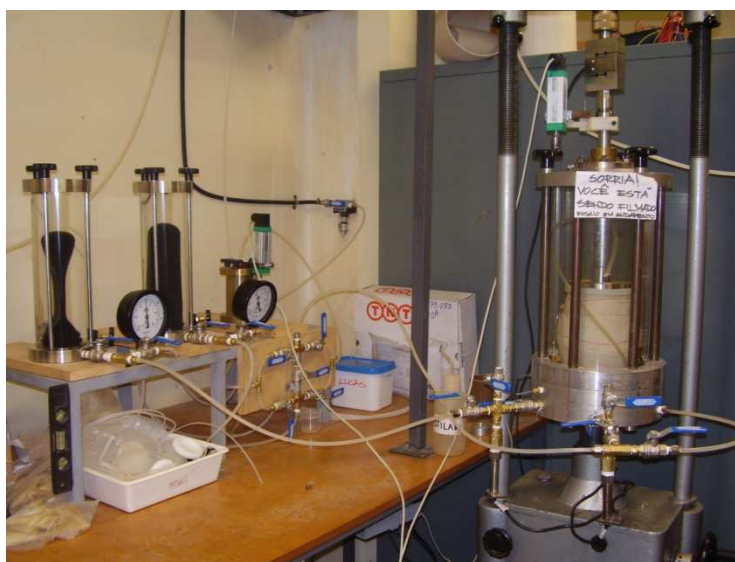


Figura 3.3: Equipamento triaxial utilizado nos ensaios.

A mistura dos materiais é iniciada com areia e água destilada, seguida pela adição de fibras, 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.

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 nos ensaios saturados. 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 0,9mm/hora nos ensaios saturados e 2,7mm/h nos ensaios não saturados.

3.4.2. Ensaio de Sucção

O papel filtro utilizado no ensaio foi o Whatman número 42. Primeiramente foram confeccionados moldes acrílicos para a moldagem das amostras. Os moldes possuem

diâmetro de 4,45cm e 5,00cm de altura. As amostras foram moldadas com o respectivo diâmetro, porém somente com 2,00cm de altura. A Figura 3.4 apresenta o molde acrílico utilizado juntamente com o soquete confeccionado para a compactação do solo. O soquete possui diâmetro igual ao diâmetro interno do molde e é feito de madeira.



Figura 3.4: Molde acrílico e soquete de madeira.

Para a moldagem das amostras, primeiramente secou-se a areia em estufa à 60 graus. Posteriormente, foi acrescentada a quantidade de água necessária para deixar a amostra com 10% de umidade e grau de saturação de 34,9%. As amostras foram moldadas com densidade relativa de 50% e 90%, correspondendo respectivamente a um índice de vazios de 0,75 e 0,63. Foram moldados corpos-de-prova nas mesmas condições sem a adição de fibras, e também, com a adição de 0,5% de fibra em relação ao peso de solo seco.

Para a obtenção dos resultados foram colocados pedaços de papel filtro sobre as amostras e deixados estabilizar por sete dias dentro de uma caixa de isopor envoltos por plástico filme. Esses papéis foram colocados sobre outro papel filtro que estava diretamente em contato com o solo. Isso é feito para que na hora da retirada dos papéis não se perca o solo que ficaria em contato direto com os mesmos. Na Figura 3.5 pode ser visto corpos-de-prova com os papéis filtro em seus topos.

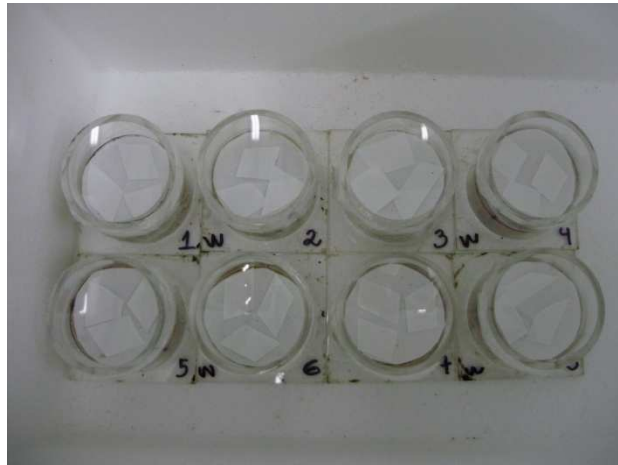


Figura 3.5: Corpos-de-prova com papel filtro em seus topos.

Passados sete dias para a estabilização da umidade, os papéis são retirados, pesados e colocados em cápsulas e levados para estufa à 60 graus por dois dias para a obtenção de seu peso seco. Isso está demonstrado na Figura 3.6.



Figura 3.6: Cápsulas com papéis filtro prontas pra serem levadas à estufa.

Com a diferença de peso entre os papéis antes de serem colocados na estufa e posterior secagem, se determina a sucção da amostra em relação a umidade ou grau de saturação através da equação a seguir:

$$\text{Sucção se umidade} > 47\%: \quad \text{---} \quad \text{Sucção} = 10^{(6,05 - (2,48 \times \text{LOG}(\text{Umidade})))}$$

$$\text{Sucção se umidade} < 47\%: \quad \text{---} \quad \text{Sucção} = 10^{(4,48 - (0,0622 \times \text{Umidade}))}$$

3.4.3. Ensaio de Placa

Com a parceria existente entre a UFRGS e a UPF surgiu a idéia da continuação da execução de ensaios de prova de carga em placa no Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da Universidade de Passo Fundo, já realizados por Donato (2007), com início nos trabalhos desenvolvidos por Casagrande (2005).

3.4.3.1. Equipamentos utilizados

Para a realização dos ensaios de placa, se utilizou uma placa rígida de aço de 2,54 cm de espessura e 30 cm de diâmetro. Na Figura 3.7 é possível visualizar a placa utilizada com células de tensão total que não foram utilizadas nesse trabalho.



Figura 3.7: Placa de aço utilizada no ensaio.

Para acomodar as misturas areia e areia-fibra, foi construída uma caixa de madeira, com dimensões necessárias para garantir, do ponto de vista prático, um meio contínuo, no caso o solo, sem a interferência das paredes e do fundo da caixa, como apresentada na Figura 3.8. A caixa recebeu tinta em seu interior, para garantir a integridade da madeira, como apresentado na Figura 3.9 a seguir.



Figura 3.8: Caixa de madeira construída para o ensaio.



Figura 3.9: Caixa de madeira após pintura.

O sistema de reação e transmissão de carga utilizado foi composto por um pórtico com carga de trabalho de até 250 kN, desenvolvido pelo Laboratório de Ensino de Sistemas Estruturais (LESE) da Universidade Passo Fundo, onde foram empregados perfis tipo I com espessura de 12,7 mm. O sistema de aplicação de carga se deu através do emprego de um macaco hidráulico com 250 kN de carga máxima, juntamente a uma bomba manual.

O sistema de medição de carregamentos foi composto por uma célula de carga com capacidade de 500 kN. O deslocamento da placa foi monitorado através de régua resistivas com curso de 50 mm e 0,01 mm de precisão. Para os deslocamentos externos foram utilizados defletômetros digitais.

3.4.3.2. Processos de mistura e construção das camadas

A preparação das misturas foi executada com auxílio de uma betoneira de 350 litros. A areia foi pesada com auxílio de uma balança, com 100g de precisão e acrescentada água na proporção para deixá-la com 10% de umidade. As fibras, assim como para os outros ensaios descritos, necessitaram ser previamente desfiadas para se obter um maior êxito na mistura, processo este executado manualmente.

Na Figura 3.10 a seguir, pode se ter uma idéia do uso da betoneira para misturar o material. Na seqüência, na Figura 3.11, apresenta-se a utilização de um carinho de mão para colocação do material para dentro da caixa de madeira.

A compactação se deu em camadas com 10 cm de espessura cada uma. A seqüência do lançamento de material para o interior da betoneira seguiu o mesmo procedimento adotado em laboratório. Logo após a mistura, procedeu-se o lançamento desta no interior da caixa.

Em seguida, na Figura 3.12, apresenta-se o espalhamento do material dentro da caixa, após algumas camadas já terem sido compactadas. Esse material será espalhado uniformemente para ser compactado após todo material da camada ter sido colocado dentro da caixa.



Figura 3.10: Betoneira utilizada para mistura do material.



Figura 3.11: Colocação do material para dentro da caixa.



Figura 3.12: Espalhamento do material dentro da caixa.

Os parâmetros de compactação das camadas de areia e areia-fibra adotados para a execução dos ensaios de placa (como teor de umidade, pesos específicos aparente seco e densidade relativa), foram mencionados anteriormente, no item 3.2.3.

No ensaio com utilização das fibras, elas foram incluídas na betoneira, após o mistura estar homogênea com 10% de umidade. As fibras desfiadas são apresentadas na Figura 3.13 a seguir.



Figura 3.13: Fibras desfiadas utilizadas no ensaio.

O controle da umidade e da densidade da mistura se deu através da extração de cilindros com solo do interior da caixa. A faixa de variação de umidade monitorada estava entre 9,8% e 10,2%. Após a compactação, as camadas foram cobertas com lona plástica a fim de evitar perdas de umidade até o momento da execução do ensaio.

3.4.3.3. Método de ensaio

Após a execução das camadas o sistema de reação e a placa de aço circular de 0,30 m de diâmetro foram posicionados para a execução de cada ensaio. As cargas foram aplicadas através de um macaco hidráulico, enquanto os recalques foram medidos por régua resistivas da Marca Gefran, Modelo LTM 505, com divisões de 0,01 mm e 50 mm de curso.

Abaixo, na Figura 3.14, pode se perceber como se deu a montagem do equipamento para a realização do ensaio.



Figura 3.14: Equipamento posicionado para o ensaio.

As réguas resistivas foram fixadas a um triângulo de madeira apoiada em bases de madeira e estes são conectados sobre a placa em dois pontos dispostos um do outro. Um defletômetro digital foi instalado sobre a camada tratada a distâncias de aproximadamente 10 cm da borda da placa. As bases de madeira foram instaladas fora da área afetada pelo campo de deformações provocado pelo carregamento da placa.

As medições das réguas resistivas se deram pelo uso de voltímetros digitais previamente calibrados para sua respectivas réguas. Na Figura 3.15 aparecem os voltímetros conectados as réguas resistivas.



Figura 3.15: Voltímetros digitais conectados às régua resistivas.

A aplicação do carregamento foi realizada em estágios sucessivos. Os valores dos incrementos de carga seguiram as recomendações da NBR 6489 (ABNT, 1984-b), que limita o valor do incremento em no máximo 20% da carga de ruptura prevista.

A aplicação de um novo estágio de carregamento só foi realizada após ser verificado o critério de estabilização dos recalques do estágio anterior, propostos pela MB 3472 (ABNT, 1991-a), a qual estabelece que:

$$L_n - L_{n-1} < 5 \% (L_n - L_1)$$

Onde:

L_n = leitura em um instante n qualquer;

L_{n-1} = leitura imediatamente anterior à leitura L_n ;

L_1 = primeira leitura após a aplicação do estágio de carregamento.

Ao final de cada ensaio foi feita a exumação das camadas de areia, onde foi possível visualizar a deformação de cada camada após o ensaio devido à utilização de finas camadas de areia tingida. Devido à sucção existente no solo úmido foi possível executar um corte de 90° da primeira até a última camada de solo.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste Capítulo se fará a apresentação e análise dos resultados dos ensaios realizados neste trabalho bem como resultados de Donato (2007) na mesma areia não saturada, com e sem fibras, porém na densidade relativa de 50%. Primeiramente serão apresentados os resultados dos ensaios de sucção e posteriormente dos ensaios triaxiais, os quais ajudarão na análise do comportamento mecânico do material submetido aos ensaios de placa, objetivo principal deste trabalho, os quais serão analisados e apresentados na seqüência. Também serão apresentadas as análises numéricas realizadas para comparação com os ensaios de placa.

4.2. DEFINIÇÕES BÁSICAS

Os invariantes de tensão, p' (tensão efetiva média normal) e q (tensão desvio), e os parâmetros de deformabilidade, ε_v (deformação volumétrica), ε_s (deformação distorcional) e ν (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: σ'_a e σ'_r são as tensões efetivas axial e radial, respectivamente,

ε_a e ε_r são as deformações totais axial e radial, respectivamente,

e é o índice de vazios.

4.3. ENSAIOS DE SUCCÃO

Os ensaios de sucção apresentaram resultados interessantes no que dizem respeito a inclusão de fibras no solo. A Tabela 4.1 a seguir demonstra esses resultados.

Tabela 4.1: Resultados dos ensaios de sucção.

Material	Densidade Relativa (%)	Umidade (%)	Sucção (kPa)
Areia	50	74,92	25,18
	90	41,78	76,08
Areia-fibra	50	67,39	32,75
	90	47,88	76,41

Na Figura 4.1 a seguir será apresentado um gráfico onde são plotados os resultados dos ensaios de sucção para a densidade relativa de 50% com e sem a adição de fibras. Nele, como no gráfico da Figura 4.2 que será apresentado na seqüência, onde são plotados os resultados da sucção para densidades relativas de 90%, também com e sem adição de fibras, pode ser percebido que a inclusão das fibras não afeta consideravelmente a sucção do compósito.

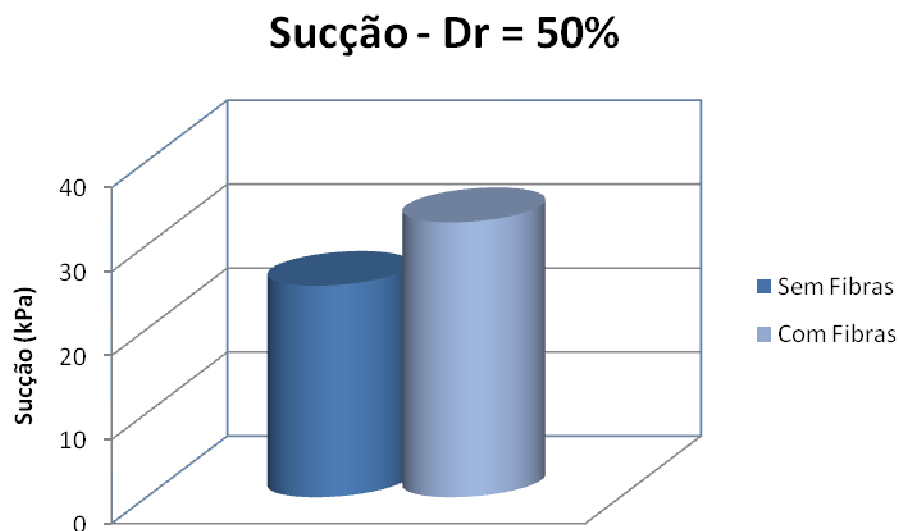


Figura 4.1: Resultados da sucção para Dr = 50%.

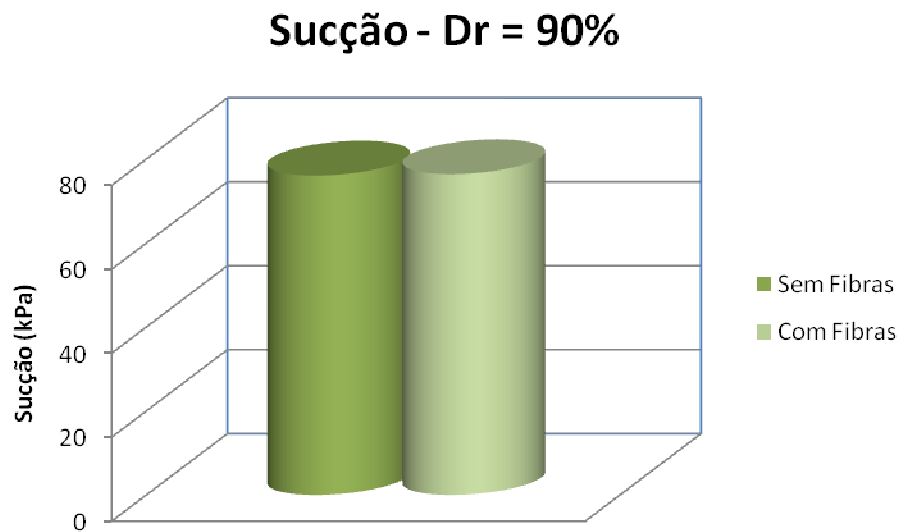


Figura 4.2: Resultados da sucção para Dr = 90%.

Para termos um comparativo das diferentes densidades relativas com e sem adição de fibras, apresenta-se, a seguir, na Figura 4.3 um gráfico onde plota-se todos os resultados.

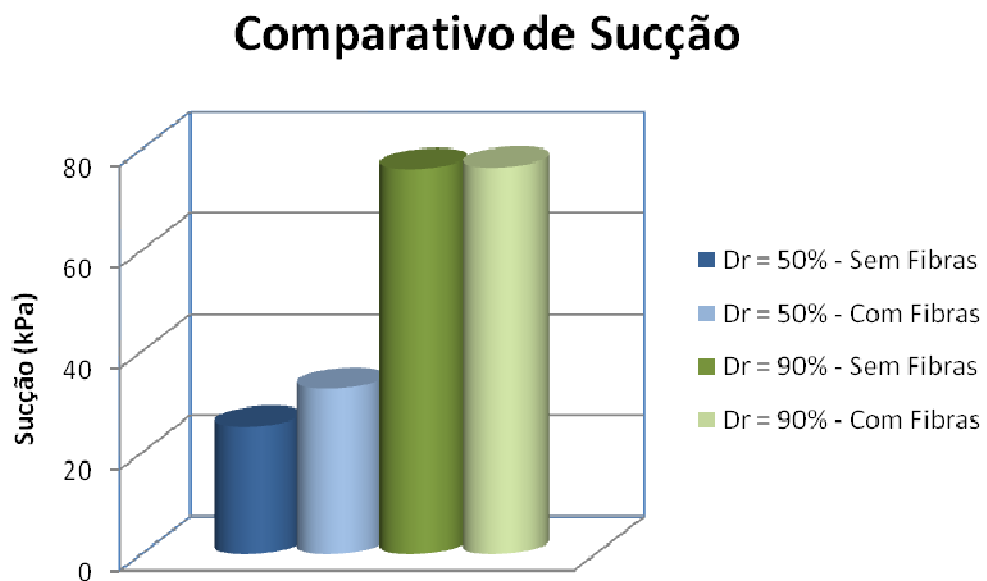


Figura 4.3: Resultados da sucção para as diferentes densidades relativas.

Através da análise da Figura 4.3 acima, pode-se observar que a densidade relativa afeta sensivelmente a sucção do material, o que não é verdadeiro quando se analisa a influência da fibra no compósito.

4.4. ENSAIOS TRIAXIAIS

Foram realizados nessa pesquisa 12 ensaios triaxiais não saturados. Para obtermos parâmetros do solo saturado para análise numérica, inclui-se os resultados de 12 ensaios triaxiais realizados por Festugato (2008).

Para fins de comparação entre todos os resultados, limitou-se a retirada dos parâmetros para 15% de deformação axial, devido à alguns ensaios não terem passado dessa deformação.

4.4.1. Ensaios Triaxiais Saturados

Conforme Festugato (2008), foram realizados 12 ensaios triaxiais de forma saturada, drenados, em densidades relativas de 50 e 90%, com e sem acréscimo de fibras.

A Figura 4.4 apresenta os resultados de ensaios triaxiais na areia com densidade relativa de 50%, sem reforço de fibras.

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.

De forma diferente 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.

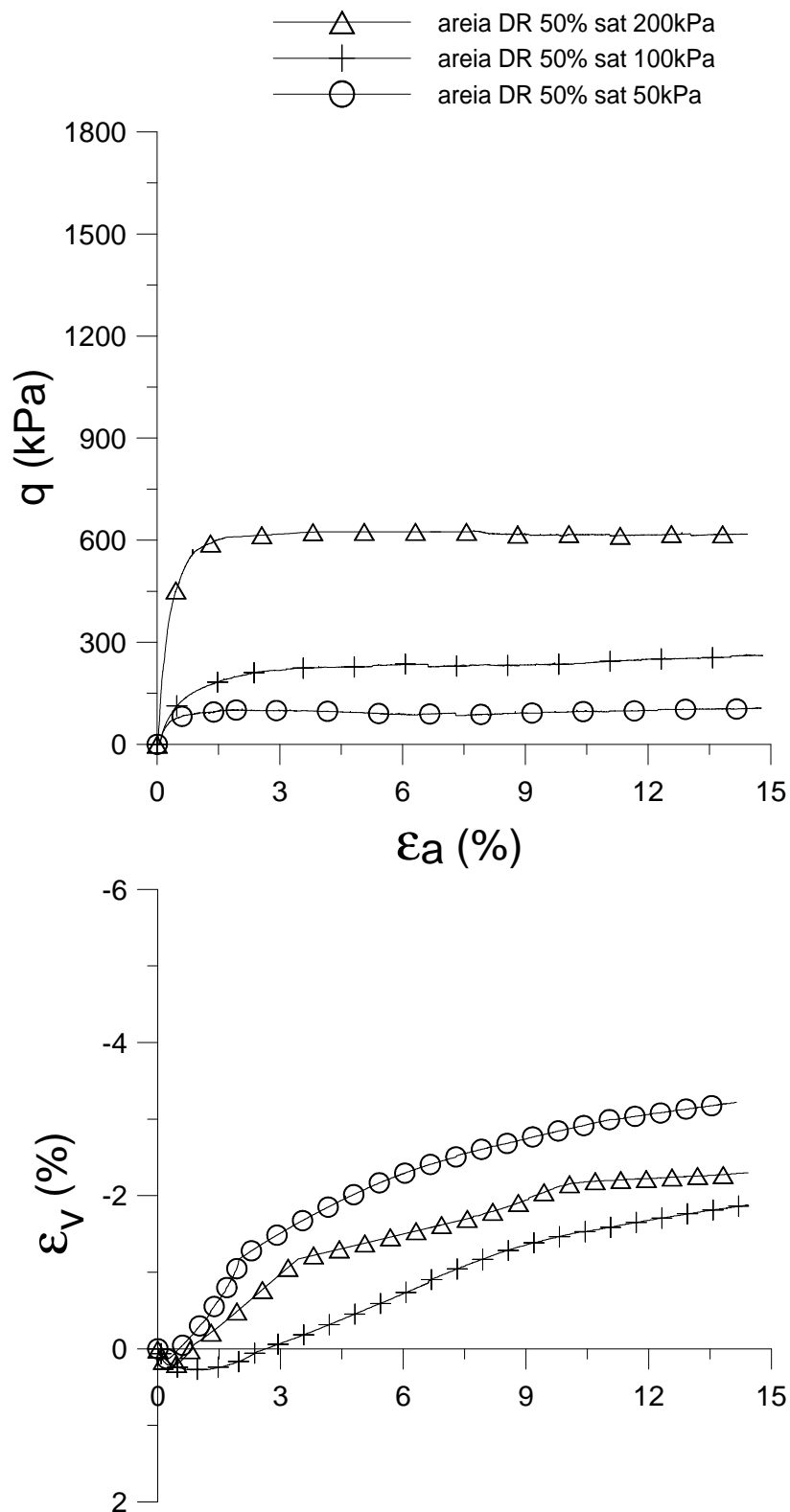


Figura 4.4: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em diferentes tensões confinantes, do material sem reforço em $Dr = 50\%$, saturado.

Na Figura 4.5 são apresentados os resultados dos ensaios realizados em areia reforçada com fibras de 50mm de comprimento e título de 100dtex, com densidade relativa de 50%. Da mesma forma, as curvas de resistência em função da deformação axial e de deformação volumétrica em função da deformação axial 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 aumenta com o aumento da tensão confinante efetiva, conforme esperado.

Pode ser percebido ainda o comportamento inicial de compressão e posterior de expansão do material reforçado, como ocorre na areia sem reforço. Os valores inesperados de deformação volumétrica do ensaio realizado a 200kPa de tensão confinante efetiva, são atribuídos à variabilidade inerente ao ensaio.

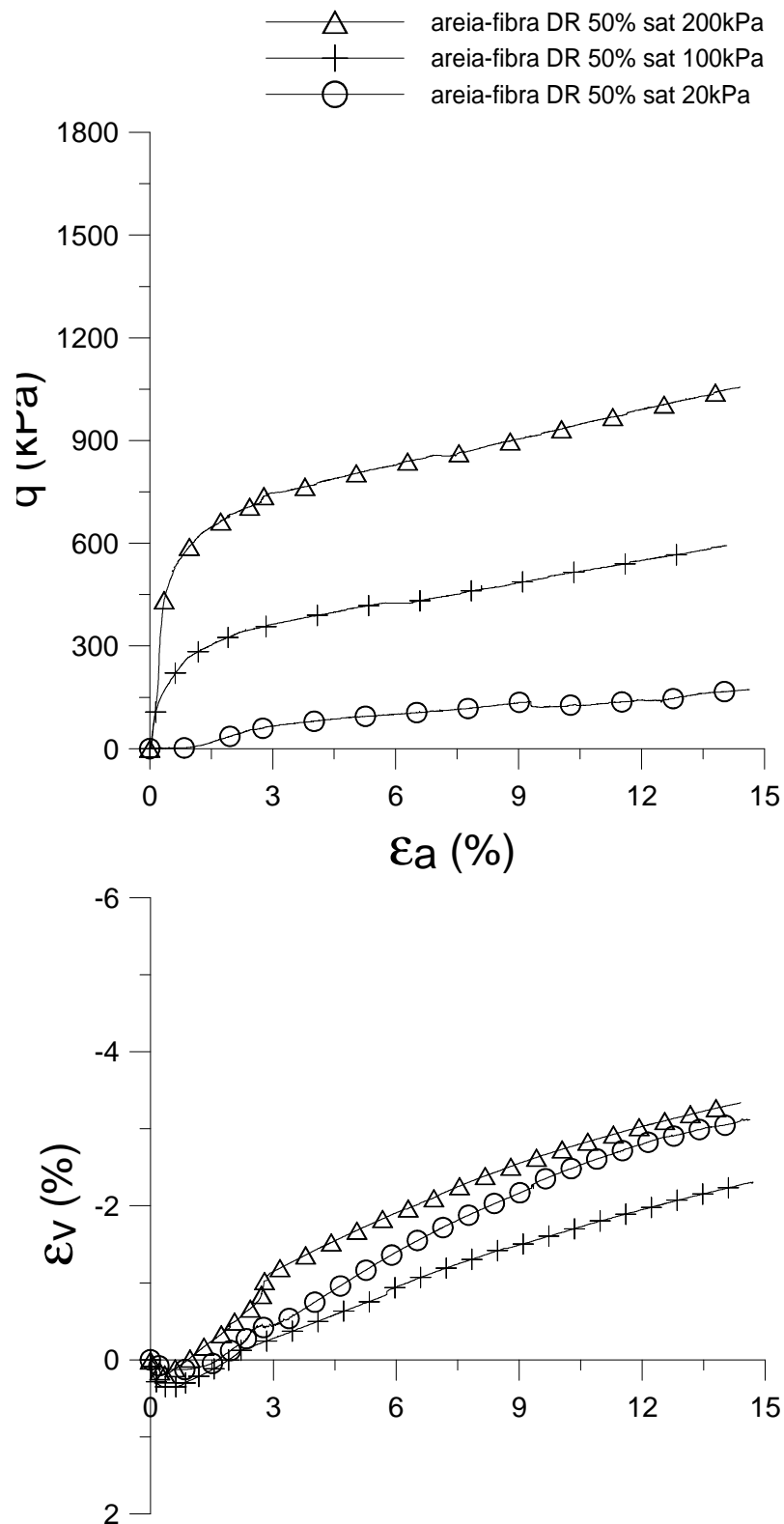


Figura 4.5: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em diferentes tensões confinantes, do material com reforço, em $D_r = 50\%$, saturado.

Os ensaios realizados com densidade relativa de 90%, com e sem fibras, são apresentados a seguir nas Figuras 4.6 e 4.7 para areia e areia e fibras, respectivamente.

Como era esperado, com densidade relativa mais alta, ou seja, uma areia compacta, surgem picos nas curvas de tensão versus deformação axial nos ensaios realizados com tensões confinantes maiores. No ensaio realizado com tensão confinante de 20 kPa, a resistência apresentou-se muito baixa, na faixa de 20 kPa. Já nas curvas de variação volumétrica versus deformação axial as curvas se aproximam nas diferentes tensões de confinamento. Pode ser percebido também que existe uma pequena compressão, seguida de crescente expansão, típico de areias compactas.

Na Figura 4.6 é possível notar que existe uma tendência de crescimento da resistência sem apresentar pico, o que pode ser explicado pelo acréscimo das fibras como reforço. Esse crescimento é bem acentuado, alcançando resistência praticamente do dobro do valor do solo não reforçado. Já no gráfico de variação volumétrica pela deformação axial, pode-se notar, comparando com a areia a 50% de densidade relativa, sem fibras, que a expansão é maior, e crescente com a deformação axial sem patamar de estabilização conhecido. Pode ser visto também, que existe um início de compressão, diferente do ensaio realizado na mesma densidade relativa sem o reforço das fibras.

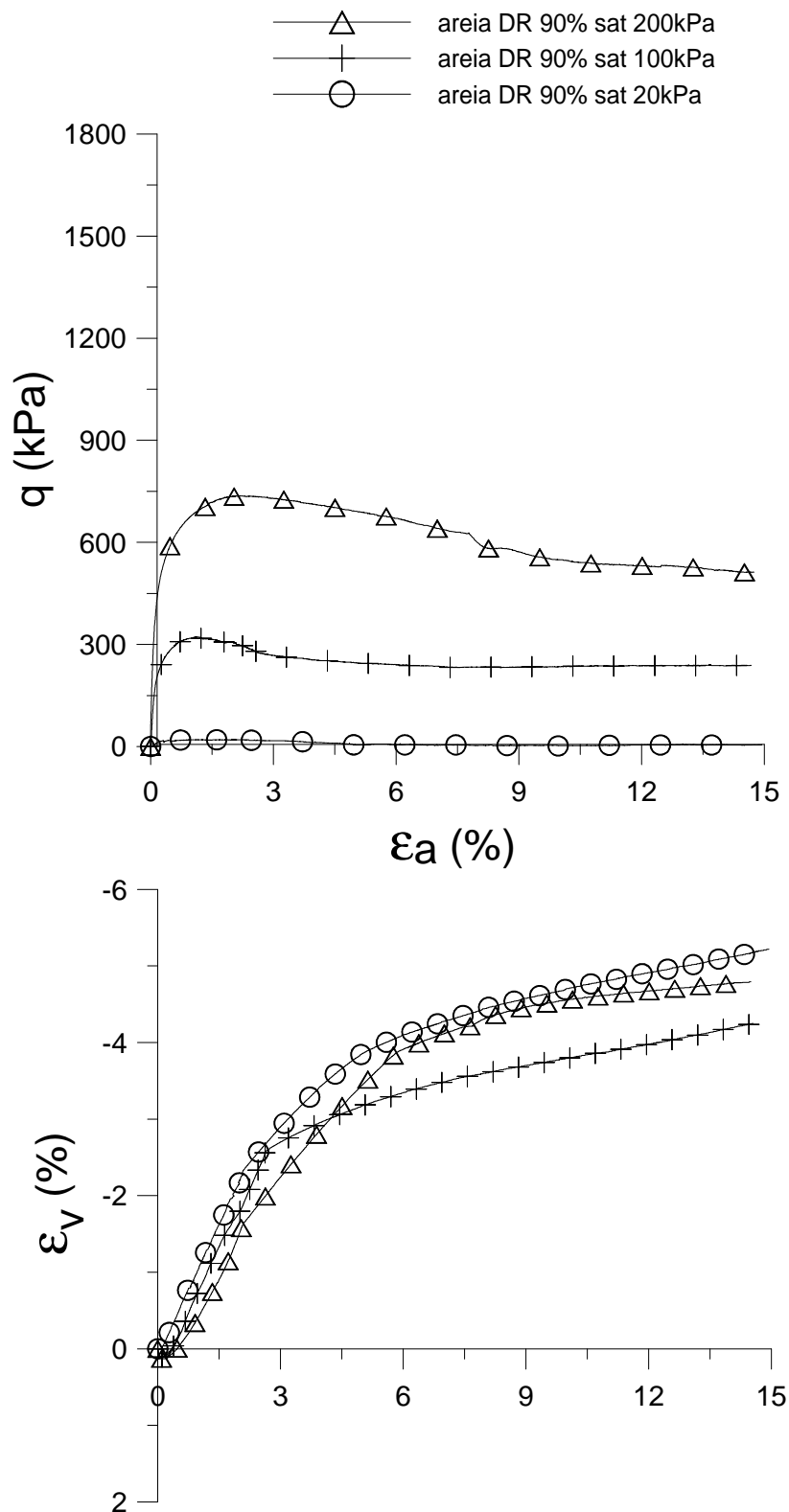


Figura 4.6: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em diferentes tensões confinantes, do material sem reforço em $Dr = 90\%$, saturado.

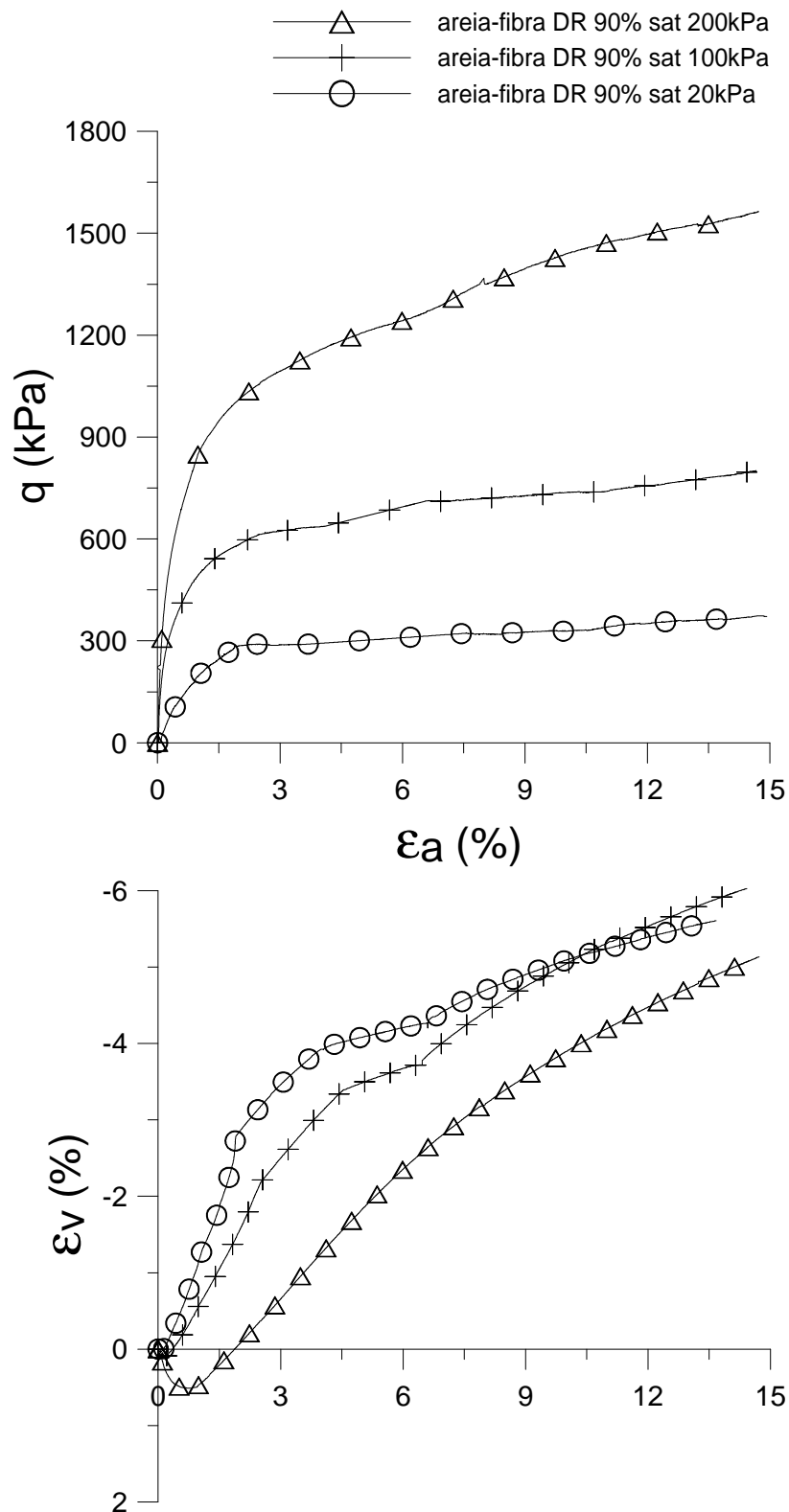


Figura 4.7: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em diferentes tensões confinantes, do material com reforço em $D_r = 90\%$, saturado.

Para fins de comparação dos resultados, na Figura 4.8 a seguir são plotados os resultados dos ensaios triaxiais separados pelas tensões de confinamento nas amostras reforçadas e não reforçadas com fibras. As melhores análises são feitas em termos de resistência, que se apresentam maiores nas maiores tensões confinantes e nas maiores densidades relativas.

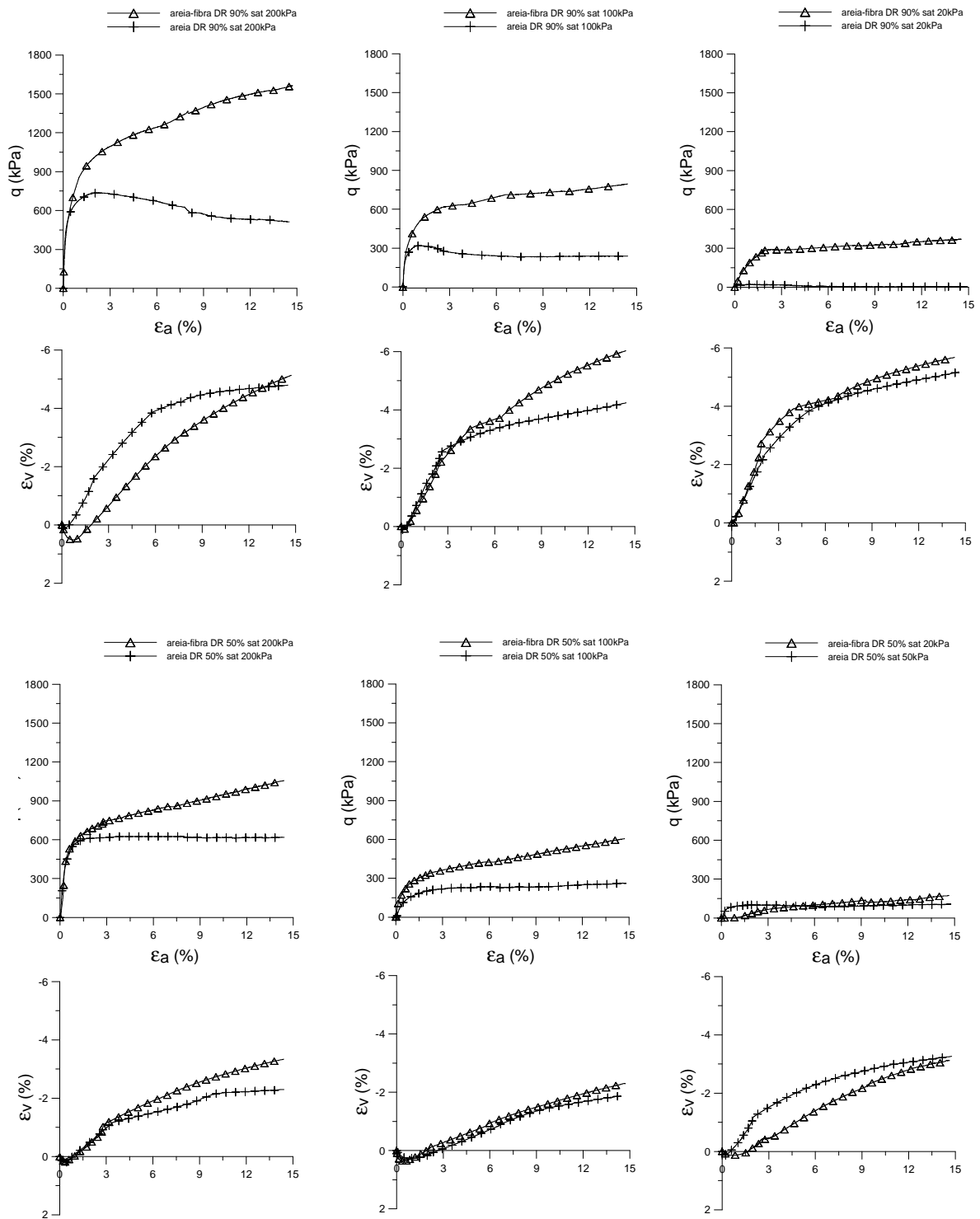


Figura 4.8: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, nas diferentes tensões confinantes, do material com reforço e sem reforço, nas diferentes densidades relativas, saturado.

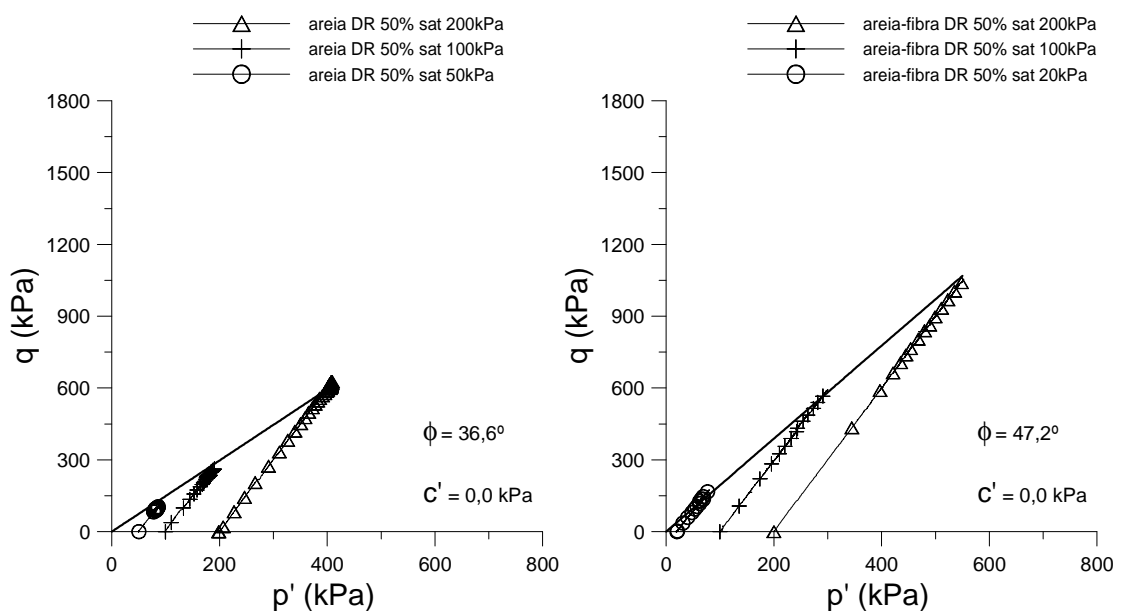
4.4.1.1. Envoltórias de Ruptura e Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento do Material Saturado Com e Sem Fibras

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

Na Figura 4.9, as envoltórias de ruptura da areia não reforçada e reforçada são apresentadas. Conforme esperado, o ajuste linear cruzando a origem mostra-se adequado. São então definidos, a partir da envoltória, os ângulos de atrito internos definidos na Tabela 4.2 a seguir. O intercepto coesivo foi tido como nulo em ambos os materiais.

Tabela 4.2: Ângulo de atrito e intercepto coesivo do material saturado.

Material	Densidade Relativa (%)	ϕ	c'
Areia	50	36,6°	0,0 kPa
	90	39,2°	0,0 kPa
Areia-fibra	50	47,2°	0,0 kPa
	90	53,0°	0,0 kPa



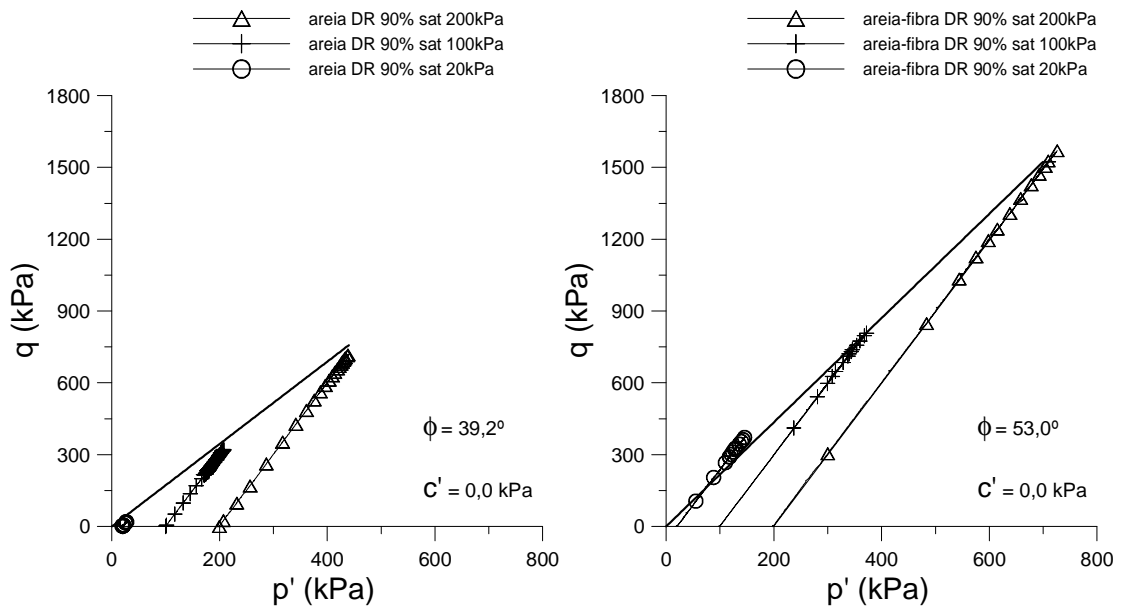


Figura 4.9: Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado e não reforçado, saturado.

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. 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.

Nos casos em que, quando cisalhadas, as amostras não evidenciam picos pronunciados de resistência, a deformação axial de 15% é tomada como ruptura e os respectivos valores de tensões são utilizados para definição dos parâmetros de resistência dos materiais.

4.4.2. Ensaios Triaxiais Não Saturados

Nesse trabalho foram realizados 12 ensaios triaxiais de forma não saturada, drenados, em densidades relativas de 50 e 90%, com e sem acréscimo de fibras.

A Figura 4.10 apresenta os resultados de ensaios triaxiais na areia com densidade relativa de 50%, sem reforço de fibras.

A variação volumétrica apresentada nos ensaios a seguir foi feita com medidores radiais de deformação, colados às amostras, através da membrana utilizada no ensaio triaxial. Devido

a essa medição ter um curso muito pequeno, as medidas se limitam a mais ou menos 0,5% de deformação axial.

Nesses ensaios, da mesma forma do saturados, o comportamento das amostras sem reforço, quando submetidas ao cisalhamento, não distingue do que se esperava. A resistência da areia, com densidade relativa intermediária, aumenta com o aumento da tensão confinante efetiva e não apresenta picos. É verificado até o limite da medição da variação volumétrica que todas as deformações são de contração do solo.

Do mesmo modo dos ensaios realizados de forma saturada, a tensão confinante efetiva mais baixa dos ensaios realizados na areia sem reforço com $DR = 50\%$ é de 50kPa, em vez de 20kPa. Isso se deve ao ruído gerado durante a coleta dos dados do ensaio realizado na areia com 20kPa de tensão confinante efetiva, o que não possibilita a adequada aquisição dos resultados.

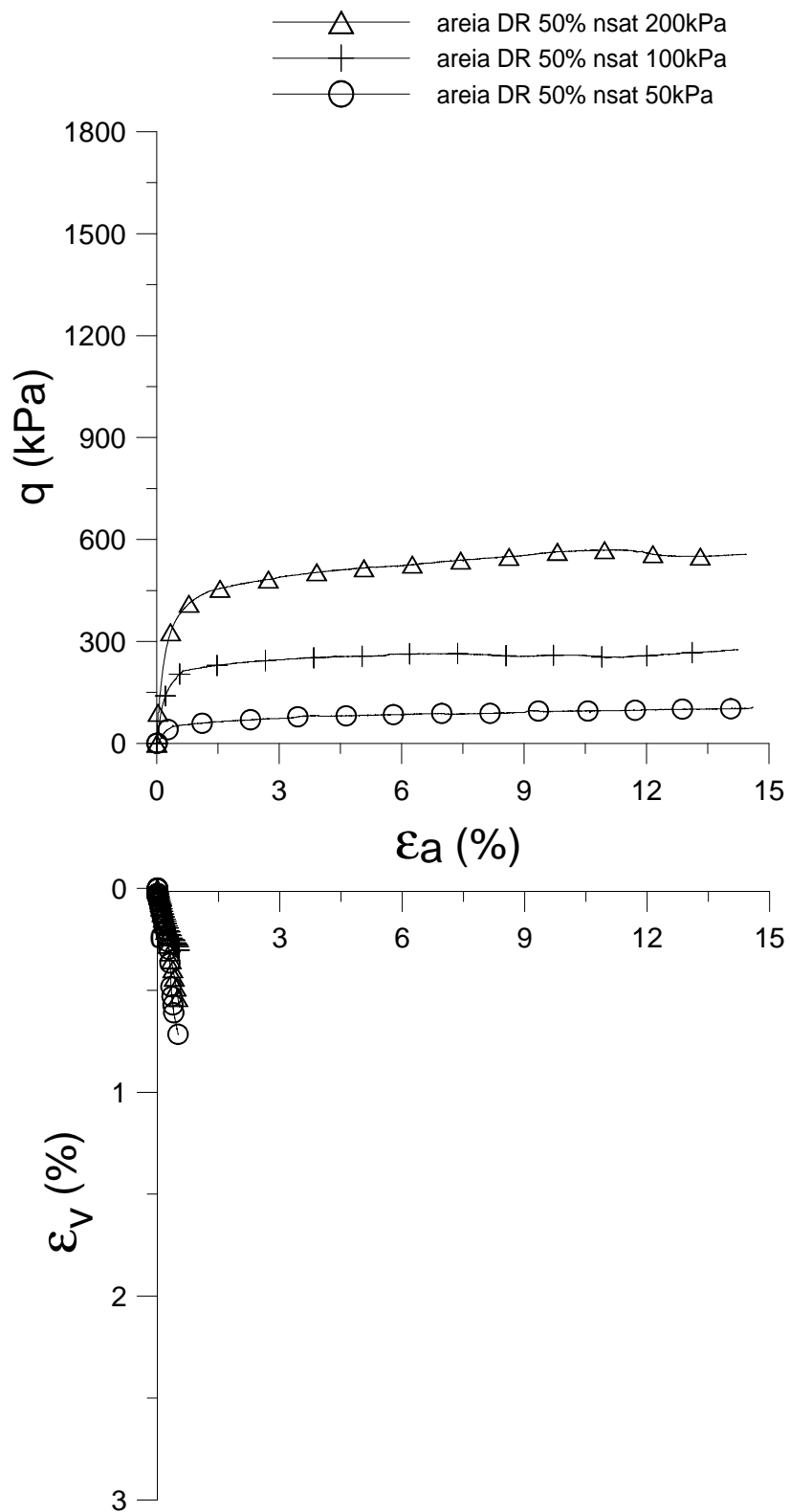


Figura 4.10: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em diferentes tensões confinantes, do material sem reforço em $Dr = 50\%$, não saturado.

Na Figura 4.11 estão apresentados os resultados dos ensaios realizados em areia reforçada com fibras de 50mm de comprimento e título de 100dtex, com densidade relativa de 50%. É possível notar, nitidamente, o acréscimo de resistência devido a inclusão de fibras no solo, mesmo sem apresentar a formação de pico. A resistência também aumenta com o aumento da tensão confinante efetiva, conforme esperado. Percebe-se também uma tendência de crescimento da resistência com o aumento da deformação axial.

A variação volumétrica de contração novamente aparece no ensaio, porém ainda com as devidas limitações dos medidores radiais de deformação em todos os ensaios.

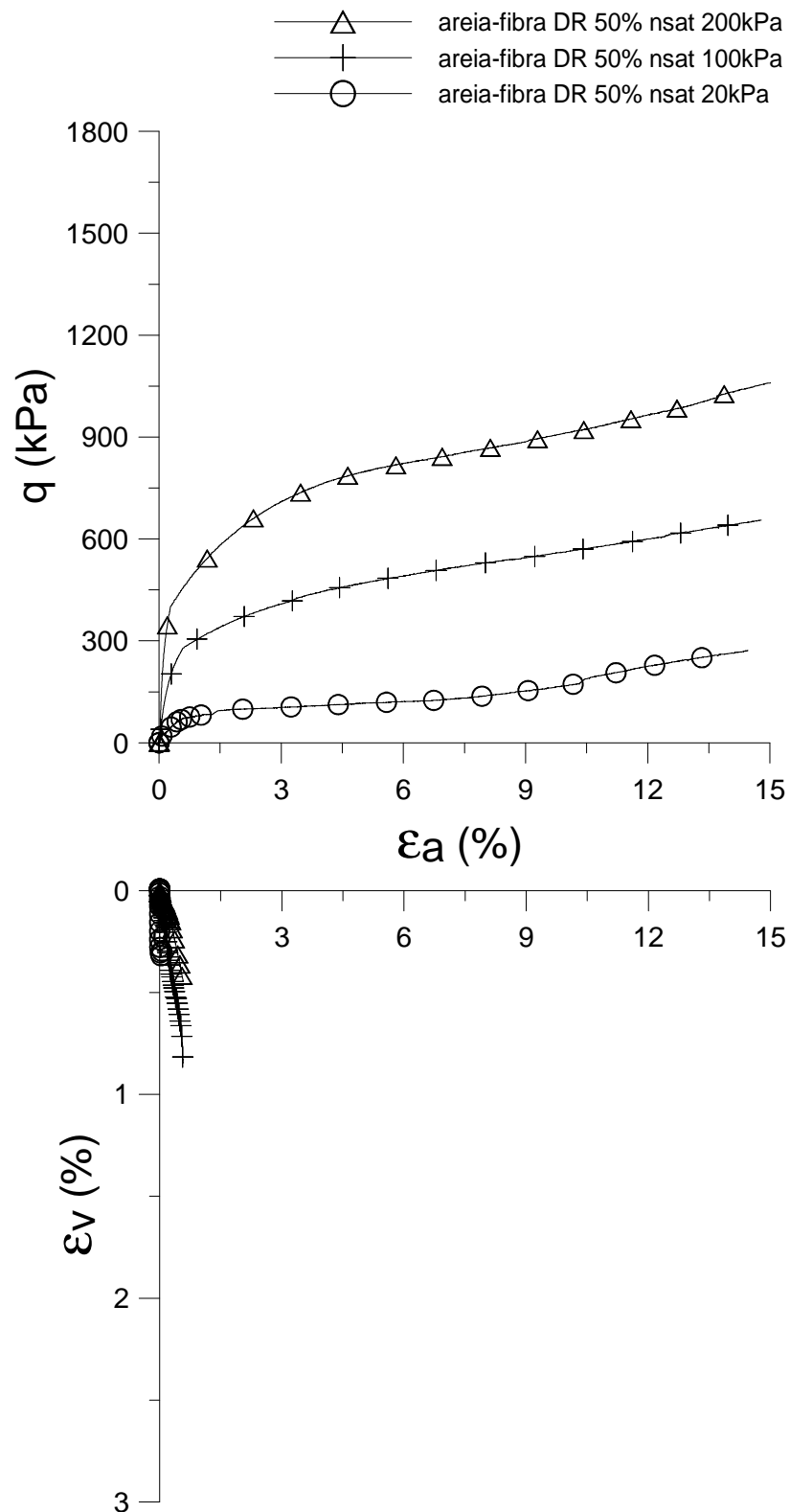


Figura 4.11: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em diferentes tensões confinantes, do material com reforço, em $D_r = 50\%$, não saturado.

Os ensaios realizados com densidade relativa de 90%, com e sem fibras, são apresentados a seguir nas Figuras 4.12 e 4.13 para areia e areia e fibras, respectivamente.

Para o ensaio na areia sem reforço (Figura 4.11), o comportamento das curvas de tensão versus deformação axial se aproxima do comportamento elástico perfeitamente plástico. Na Figura 4.12 é possível notar que existe uma tendência de crescimento da resistência sem apresentar pico, o que se explica pelo acréscimo das fibras como reforço. Nota-se que esse crescimento é bem acentuado, alcançando resistência praticamente três vezes o valor do solo não reforçado, sem indicação da limitação de sua resistência em função da deformação axial.

Em se tratando da deformação volumétrica, percebe-se que existe um pequeno aumento da mesma quando comparado com o ensaio em densidade relativa de 50%. No entanto, com a inclusão de fibras, na Figura 4.12, nota-se que a variação não difere dos ensaios de densidade relativa de 50% com e sem reforço.

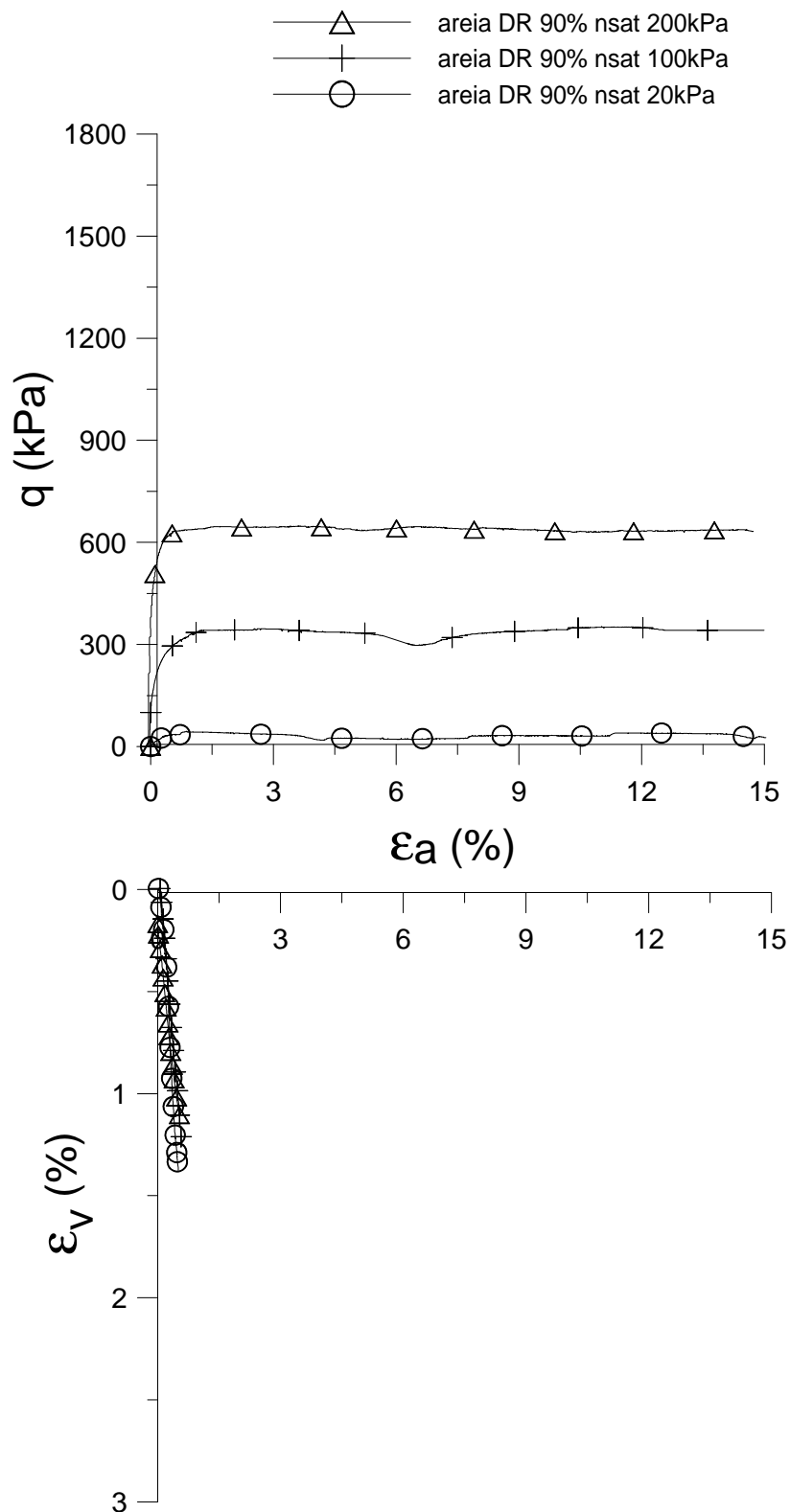


Figura 4.12: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em diferentes tensões confinantes, do material sem reforço em $Dr = 90\%$, não saturado.

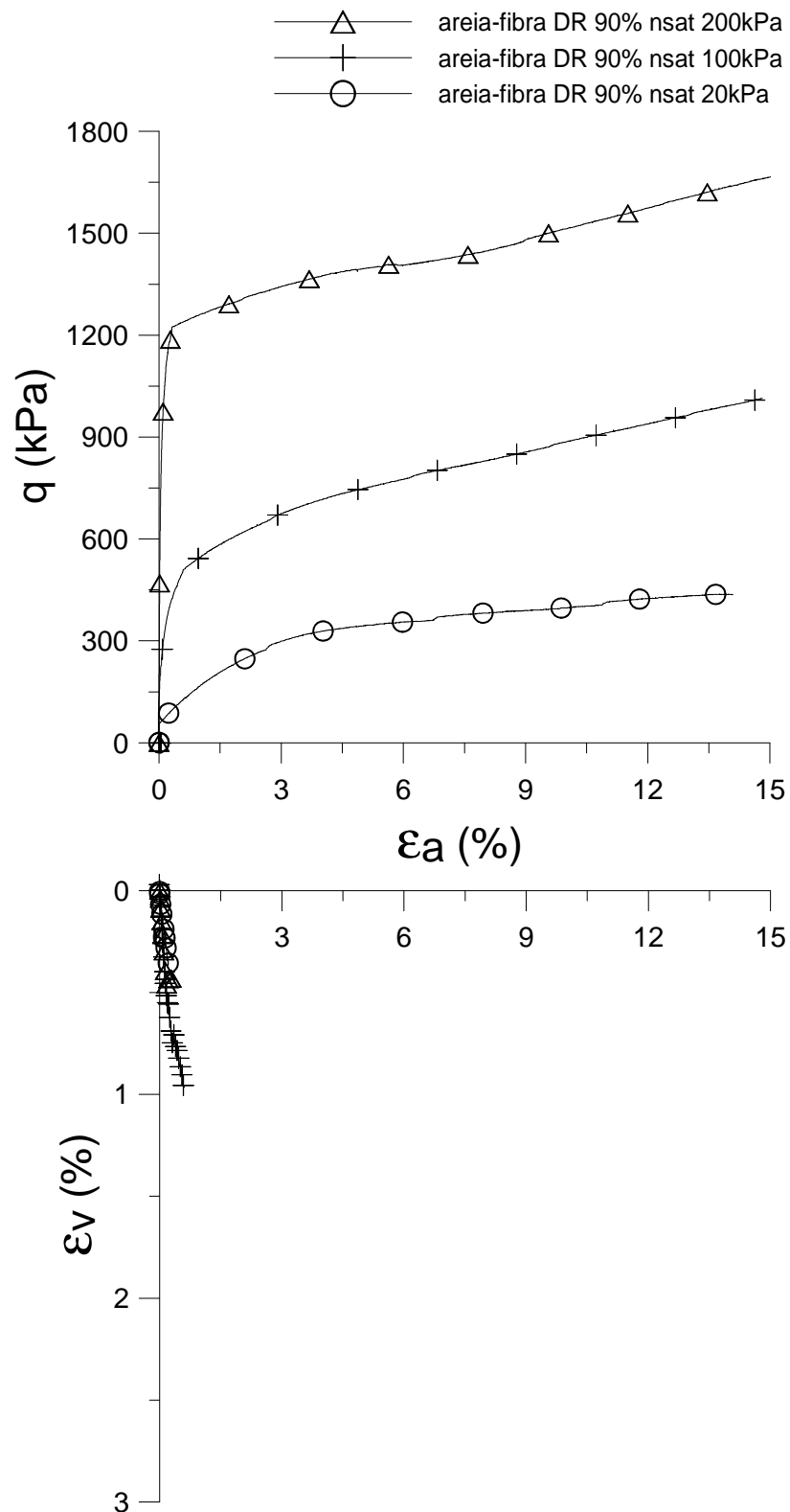


Figura 4.13: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em diferentes tensões confinantes, do material com reforço em $D_r = 90\%$, não saturado.

Com o intuito de comparar os resultados dos ensaios, na Figura 4.14 são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais com reforço e sem reforço, separados pelas tensões de confinamento. Em todos eles é nítido o aumento da resistência em função do acréscimo das fibras. Percebe-se que, quanto maior for a tensão de confinamento, maior a tendência de crescimento da resistência com o aumento da deformação axial. Nesses ensaios não surgiram picos de resistência com a adição das fibras, conforme se esperava. No entanto percebeu-se o comportamento próximo do elástico perfeitamente plástico para todas as tensões confinantes para o solo sem reforço. Esse comportamento é melhor representado quanto maior a tensão de confinamento.

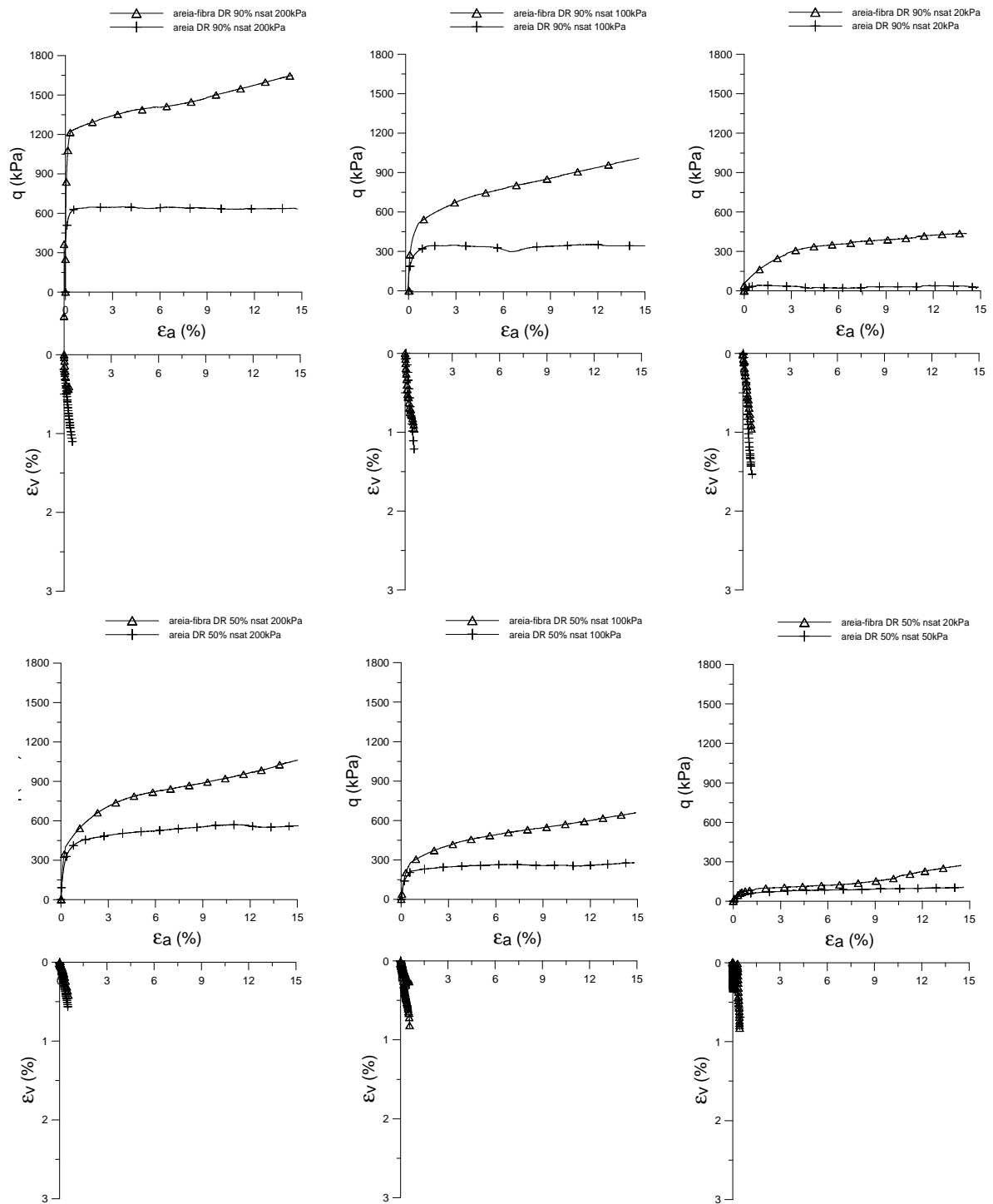


Figura 4.14: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, nas diferentes tensões confinantes, do material com reforço e sem reforço, nas diferentes densidades relativas, não saturado.

4.4.2.1. Envoltórias de Ruptura e Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento do Material Não Saturado Com e Sem Fibras

Com os ensaios triaxiais apresentados acima, realizados sob diferentes tensões de confinamento efetiva, alguns parâmetros de resistência das misturas são analisados, como ângulo de atrito interno, ϕ' e o intercepto coesivo, c' , que são definidos através de suas envoltórias de ruptura.

Na Figura 4.15, as envoltórias de ruptura da areia não reforçada e reforçada são apresentadas. Diferentemente dos ensaios saturados, quando o ajuste da envoltória passando pela origem foi satisfatório, nesses ensaios surgiram interceptos coesivos para o material reforçado. São então definidos, a partir da envoltória, os ângulos de atrito internos e os interceptos coesivos definidos na Tabela 4.3 a seguir.

Tabela 4.3: Ângulo de atrito e intercepto coesivo do material não saturado.

Material	Densidade Relativa (%)	ϕ	c'
Areia	50	37,4°	0,0 kPa
	90	40,0°	0,0 kPa
Areia-fibra	50	43,4°	39,3 kPa
	90	50,7°	50,4 kPa

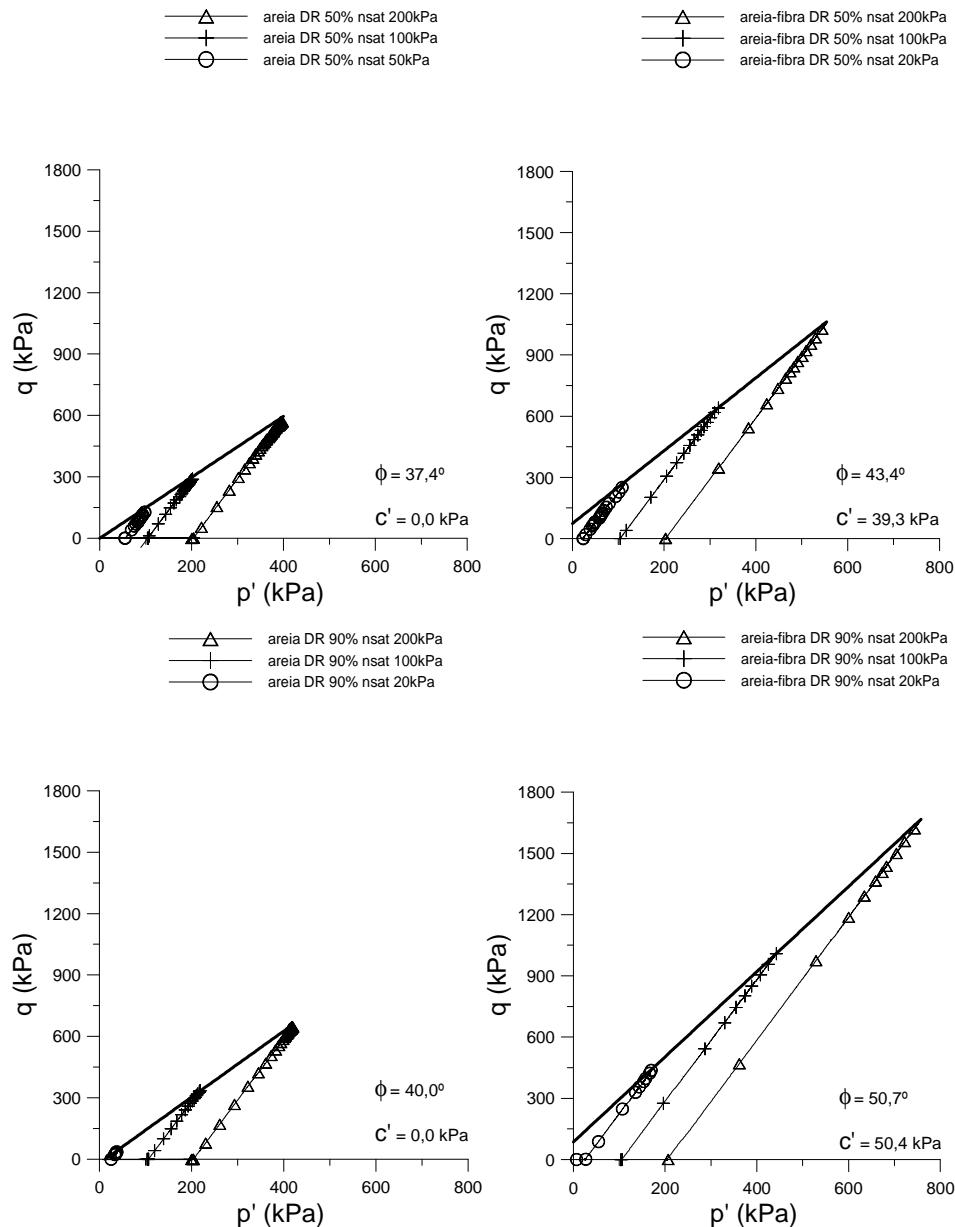


Figura 4.15: Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado e não reforçado, não saturado.

O acréscimo de resistência oriundo da inclusão das fibras é também constatado nesses ensaios, conforme verificado nos ensaios saturados, através das envoltórias de ruptura e dos respectivos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Nesses ensaios, como não surgiram picos de resistência, a deformação axial tomada como ruptura também foi de 15% e os respectivos valores de tensões são utilizados para definição dos parâmetros de resistência dos materiais.

4.4.3. Comparativo entre Ensaio Saturado e Não Saturado

Como dito anteriormente, o solo na condição não saturada apresenta um parcela de resistência devido à sucção do material. Dessa forma, optou-se por comparar as curvas de tensão *versus* deformação e tensão *versus* variação volumétrica dos ensaios triaxiais saturados e não saturados. Para simplificar a comparação decidiu-se fazê-la somente na tensão de confinamento de 20 kPa. No caso do ensaio realizado com densidade relativa de 50%, sem reforço, a tensão confinante menor foi de 50kPa, utilizada nessa comparação. A comparação foi realizada também para o material com e sem reforço, nas densidades relativas de 50% e 90%.

Na Figura 4.16 e 4.17 são apresentados os resultados para os ensaios realizados na densidade relativa de 90%, com e sem reforço, respectivamente.

Na seqüência, nas Figuras 4.18 e 4.19 são apresentados também os resultados dos ensaios realizados no solo menos denso, com densidade relativa de 50%, respectivamente com e sem reforço.

É possível notar que, para praticamente todos os casos, os ensaios não saturados apresentaram resistência levemente maior que o ensaio saturado. No caso do ensaio com densidade relativa de 50% sem reforço, esse acréscimo de resistência praticamente não pode ser percebido. Esse acréscimo de resistência era esperado e se deve a sucção apresentada pelo material no ensaio de sucção.

Em se tratando das curvas de variação volumétrica não é possível fazer grandes comparações devido a limitação dos medidores de deslocamento axial os quais foram utilizados para essas leituras nos ensaios não saturados.

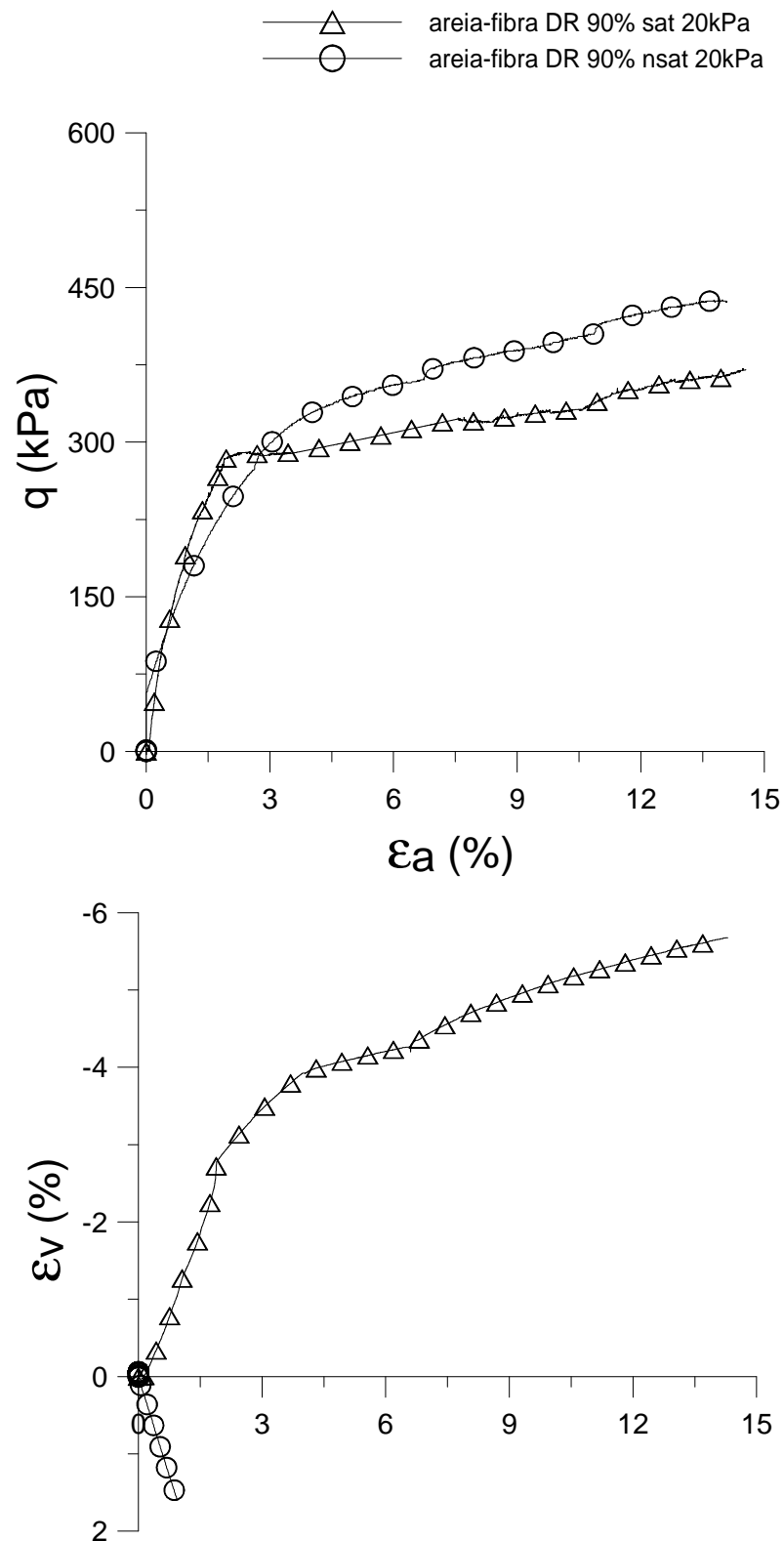


Figura 4.16: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em tensão confinante de 20kPa, do material com reforço em $D_r = 90\%$, para condição saturada e não saturada.

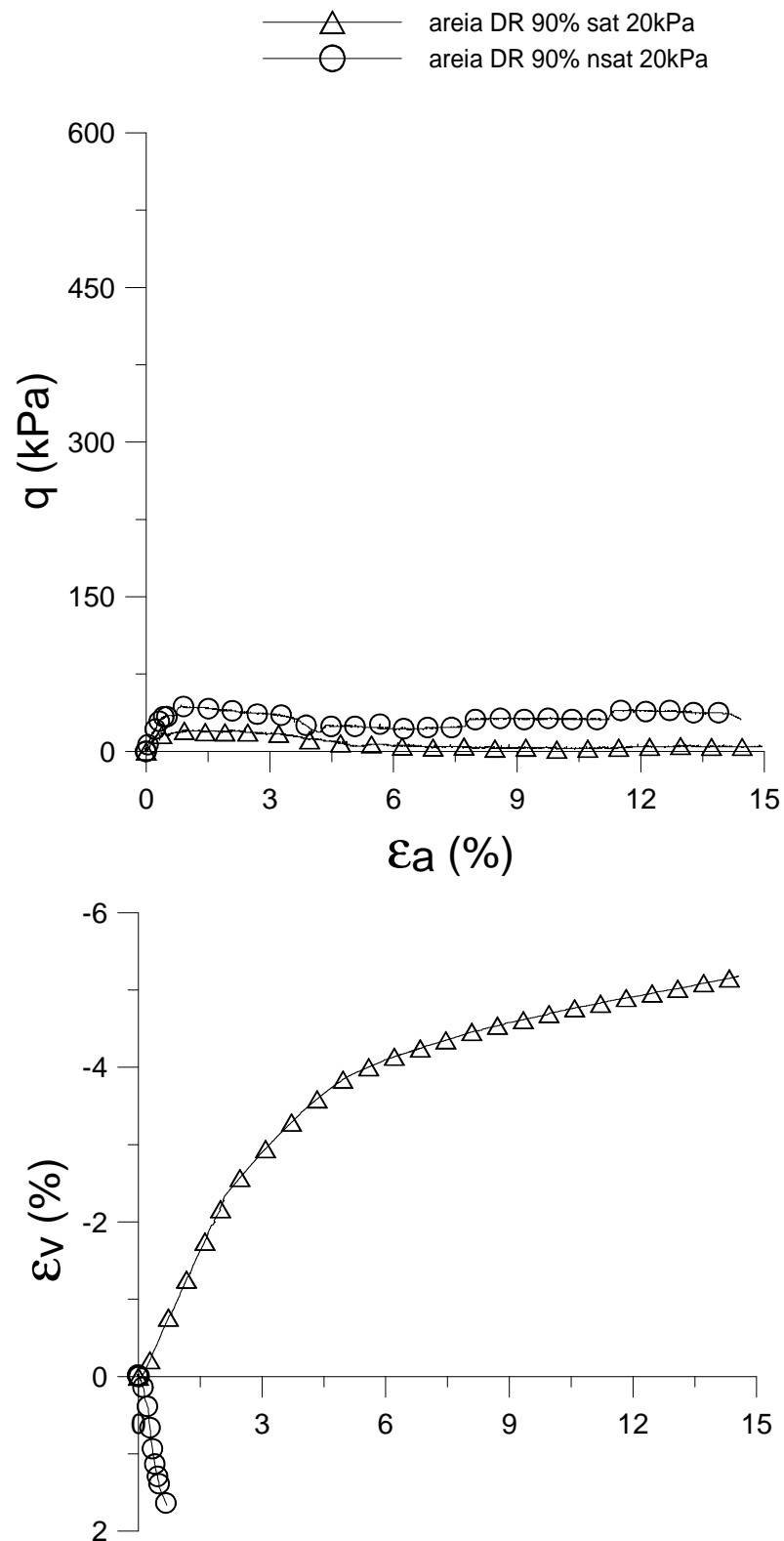


Figura 4.17: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em tensão confinante de 20kPa, do material sem reforço em $Dr = 90\%$, para condição saturada e não saturada.

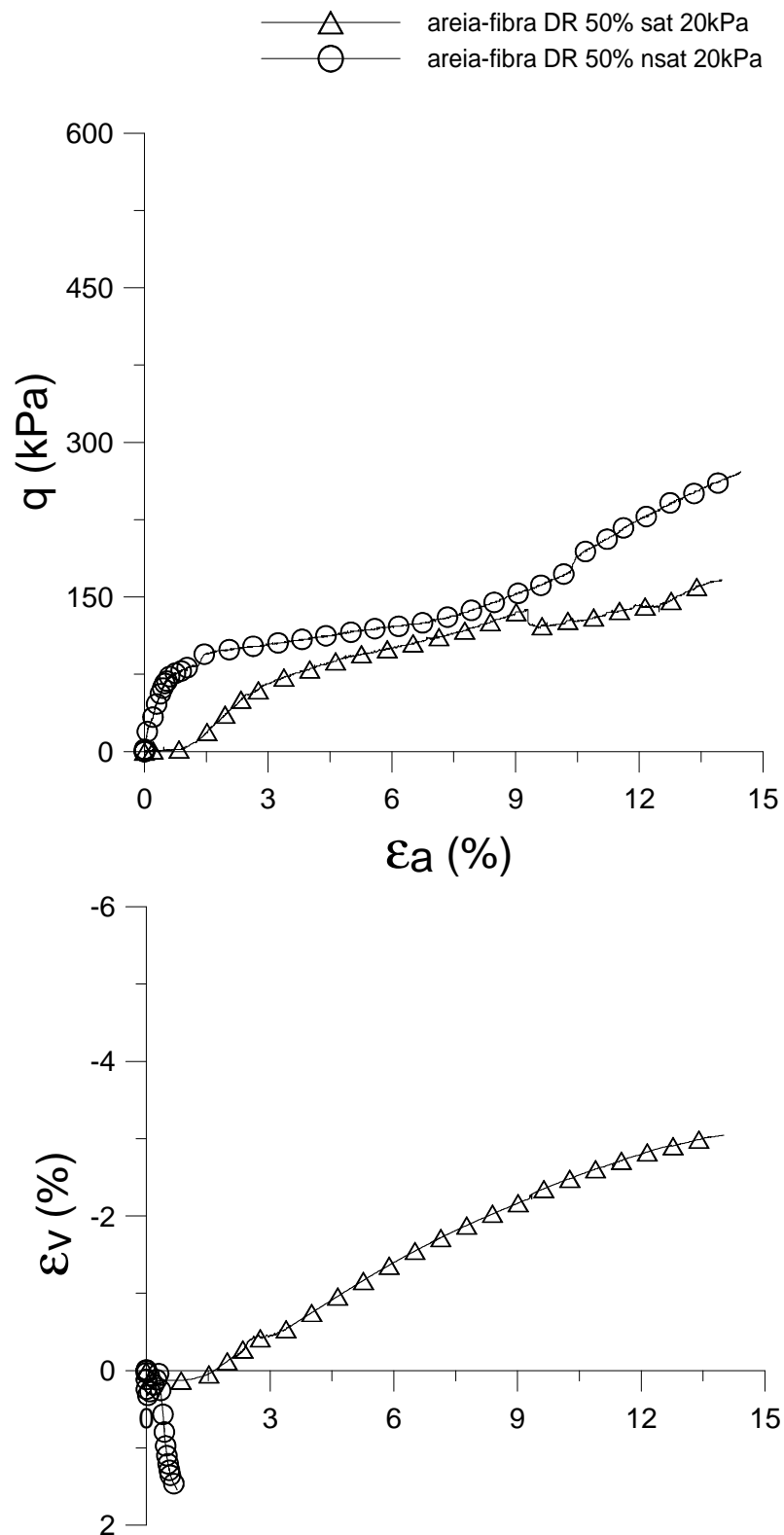


Figura 4.18: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em tensão confinante de 200kPa, do material com reforço em $D_r = 50\%$, para condição saturada e não saturada.

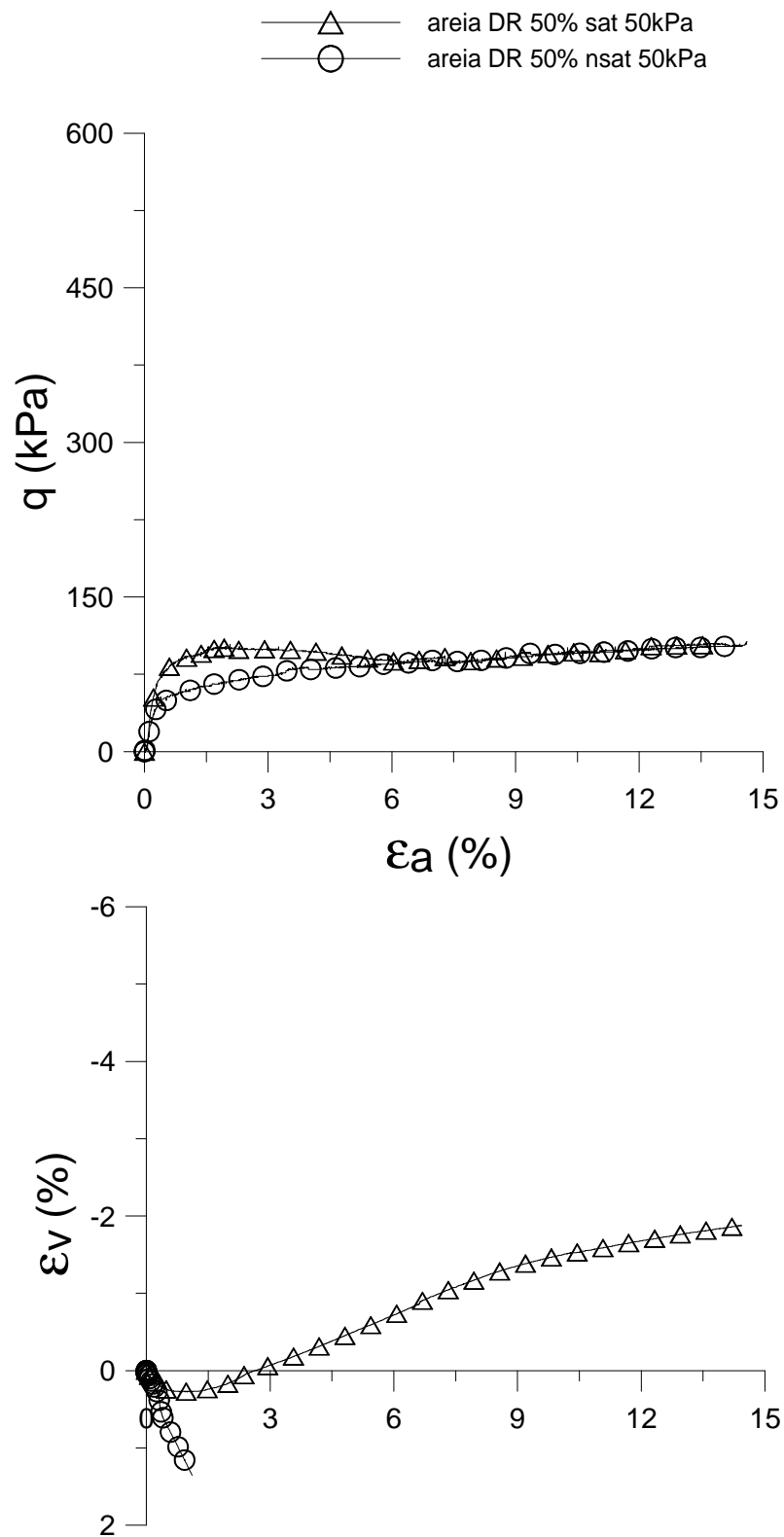


Figura 4.19: Curvas resistência \times deformação axial e volumétrica \times deformação axial, em tensão confinante de 200kPa, do material sem reforço em $Dr = 50\%$, para condição saturada e não saturada.

4.5. ENSAIOS DE PLACA

Os resultados experimentais dos ensaios de prova de carga em placa, realizados na Universidade de Passo Fundo, com o objetivo de investigar o comportamento mecânico do solo, bem como a contribuição das fibras na mobilização de resistência, são apresentados neste item, assim como resultados dos deslocamentos na superfície fora da placa.

Primeiramente são apresentados os resultados da calibração dos equipamentos. Posteriormente os mecanismos de ruptura encontrados e a exumação dos ensaios são relatados, fotografados e apresentados. Na seqüência são apresentadas as curvas carga *versus* recalque da areia com densidade relativa de 50% e 90% sem reforço e da areia com densidade relativa de 50% e 90% com reforço. Uma análise global é apresentada no final deste capítulo mostrando as principais semelhanças e diferenças entre os materiais estudados.

4.5.1. Calibração da Célula de Carga

A calibração da célula de carga de 50 toneladas foi realizada com o uso de uma prensa hidráulica inspecionada pelo INMETRO e utilizada para ruptura de corpos-de-prova no laboratório de materiais de construção da Universidade de Passo Fundo, o que nos dá confiança nos seus resultados. A Figura 4.20 a seguir apresenta o gráfico de calibração, junto com a equação utilizada para correção dos valores com a constante de calibração.

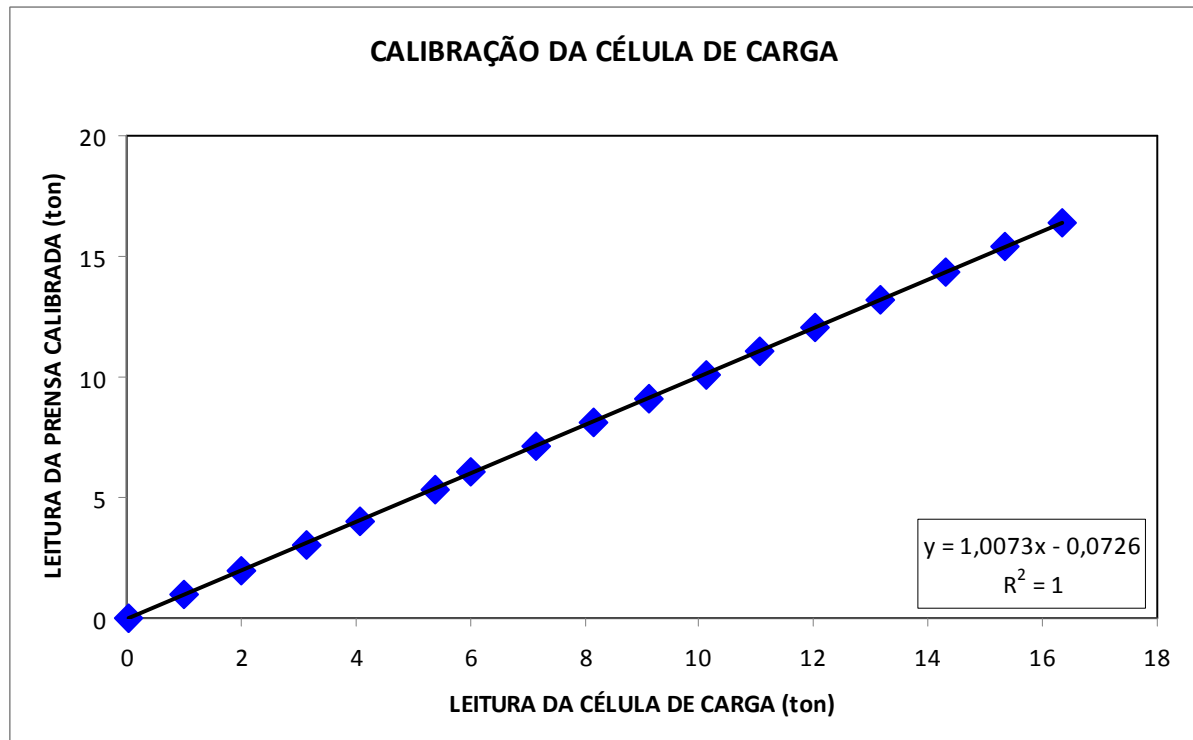


Figura 4.20: Gráfico de calibração da célula de carga.

4.5.2. Calibração das Régua Resistivas

A calibração das régua resistivas foi feita com a ajuda de um paquímetro para conferir as leituras e retirar uma constante de calibração. Dois voltímetros foram utilizados e calibrados cada uma para a sua régua. O uso dos voltímetros possibilitou a utilização das régua, pois do contrário seriam utilizados defletômetros digitais, porém com cursos de apenas 1,5 e 2,5cm.

Os gráficos constituídos da calibração serão apresentados a seguir na Figura 4.21 para a régua resistiva 01 e na Figura 4.22 para a régua resistiva 02, com suas equações para definição da constante de calibração.

A régua resistiva 01 apresentou uma constante de 1,11 enquanto a régua resistiva 02 apresentou uma constante de 1,03.

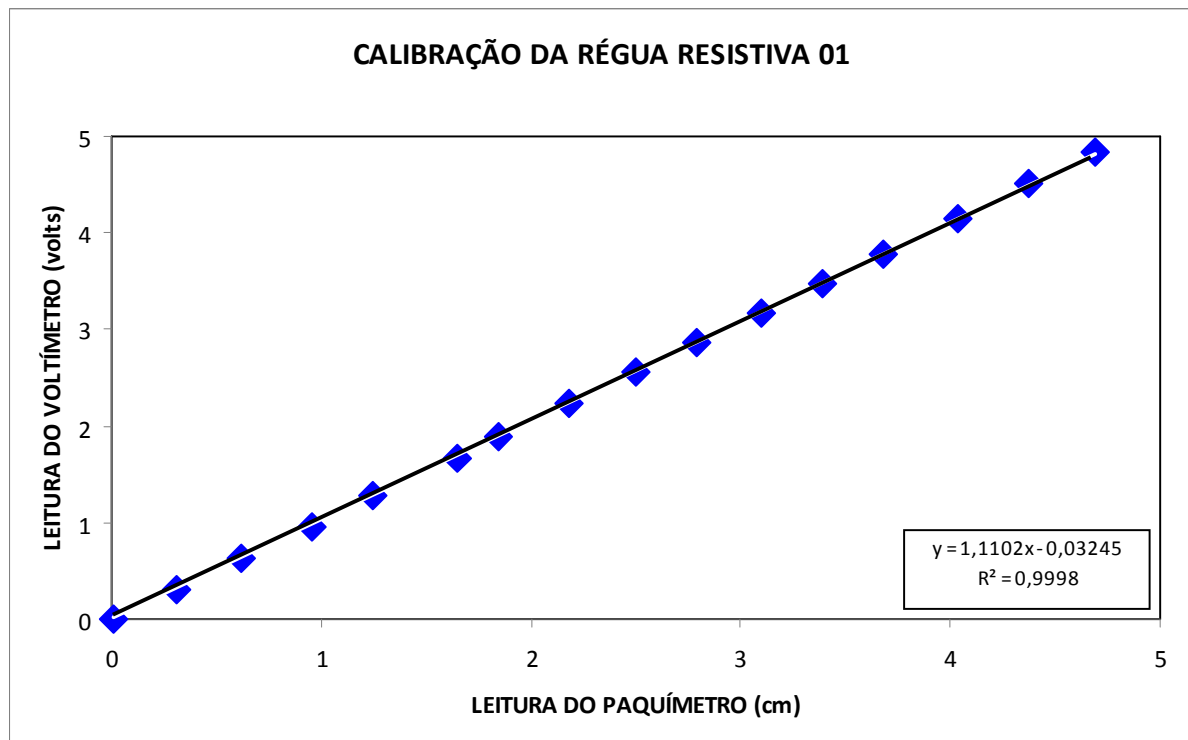


Figura 4.21: Gráfico de calibração da régua resistiva 01.

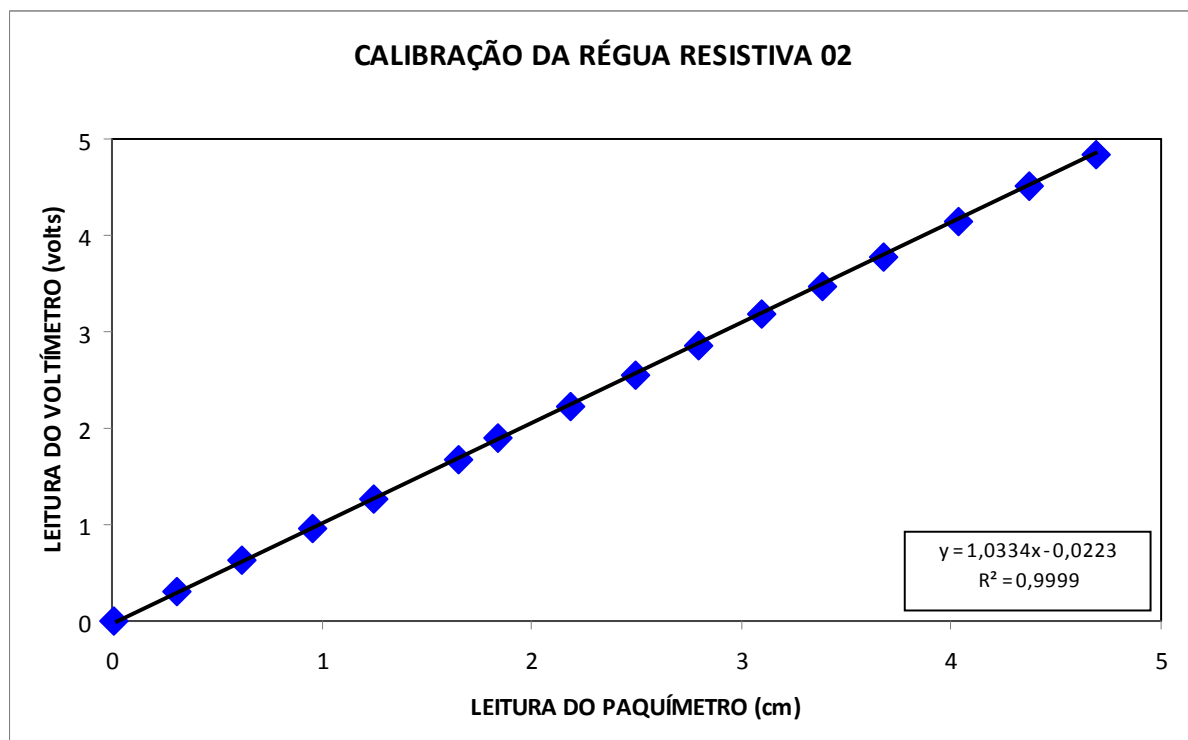


Figura 4.22: Gráfico de calibração da régua resistiva 02.

4.5.3. Mecanismos de Ruptura e Exumação das Camadas

As Figuras 4.23 e 4.24 apresentam em detalhe, através de vistas superior (a) e lateral (b), os mecanismos de ruptura obtidos, respectivamente, para o ensaio na areia e para o ensaio na areia com fibras, submetidos até o carregamento final de cada ensaio.

É bem visível que ocorre a ruptura localizada para o ensaio sem adição de fibras (Figura 4.23), constituídas por superfícies de deslizamento em forma de cunha, que se iniciam junto às bordas da placa, sendo possível registrar um levantamento do solo ao redor desta. Como esse solo se encontra em densidade relativa alta, ou seja, um solo compacto nota-se também que aparecem trincas de forma circular ao redor da placa, conforme esperado para o solo reforçado. No entanto, conforme descrito na literatura, para areias densas a ruptura ocorre de forma generalizada. Dessa forma, pode-se entender que na realização desse ensaio a energia aplicada pode não ter sido suficiente para deixar as camadas com 90% de densidade relativa, o que explicaria a ruptura do tipo localizada observada nesse ensaio.

Quando analisamos a Figura 4.24, do ensaio com a inclusão das fibras, percebemos que a inclusão das mesmas na matriz arenosa atua no mecanismo de acréscimo de resistência do material, melhorando o comportamento carga-recalque, bem como influencia na mudança dos mecanismos de ruptura, no entanto, com características um pouco distintas daquelas descritas pela literatura.

Segundo Casagrande e Donato, as tensões geradas durante o carregamento das camadas de areia resultam na formação de trincas perpendiculares ao redor da placa, divergentes e abertas, conforme observadas na Figura 4.23. Quando analisamos o ensaio reforçado, apresentado na Figura 4.24, percebemos que as trincas se concentram de forma circular ao redor da placa, gerando a formação de uma zona de cisalhamento pelo acréscimo das cargas aplicadas, onde as fibras parecem inibir a propagação de fissuras, proporcionando certo abaulamento da camada reforçada ao redor da placa.

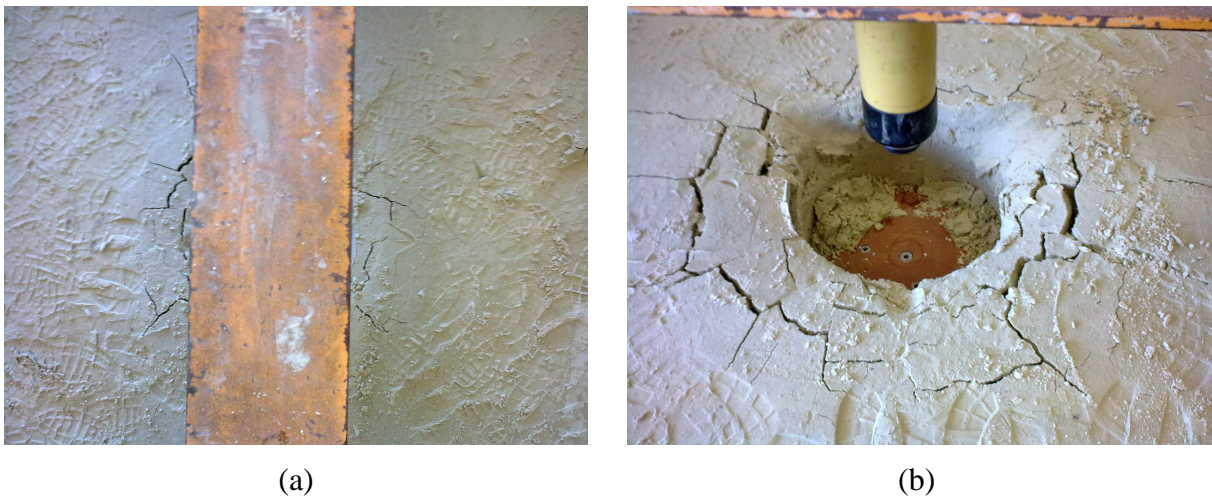


Figura 4.23: Mecanismo de ruptura obtido para camadas de areia sem fibras – $D_r = 90\%$: (a) vista superior e (b) vista lateral



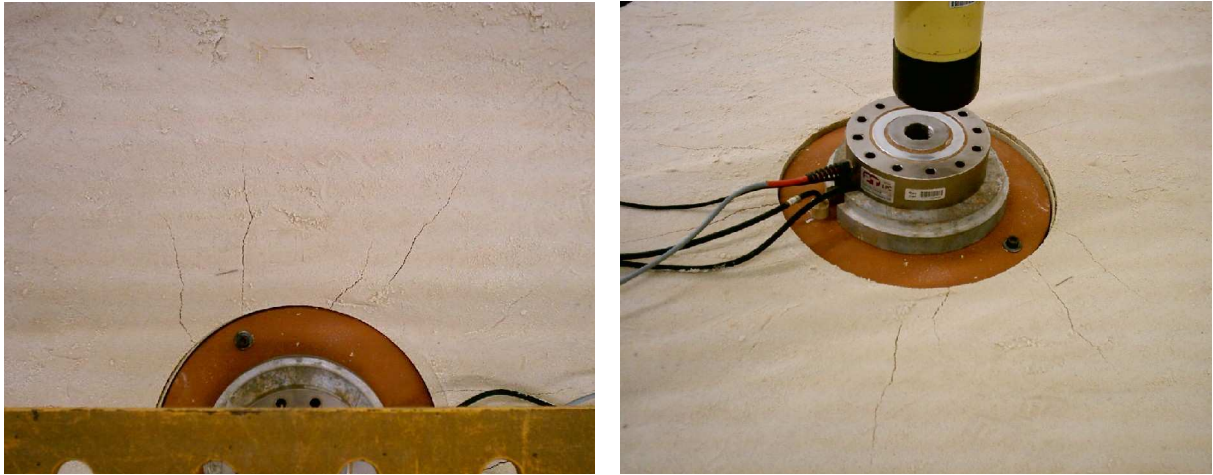
Figura 4.24: Mecanismo de ruptura obtido para camadas de areia com fibras – $D_r = 90\%$: (a) vista superior e (b) vista lateral

Nas Figuras 4.25 e 4.26 são apresentados os ensaios realizados por Donato (2007), os quais são utilizados nesse trabalho para fins de comparação entre as diferentes densidades.

Nos resultados de Donato (2007) percebe-se que a ruptura ocorre de forma localizada para as camadas sem adição das fibras, conforme a Figura 4.25, constituindo superfícies de deslizamento em forma de cunhas, iniciadas junto a borda da placa, apresentando dessa forma um levantamento ao redor da placa.

Entretanto, com a inclusão de fibras à matriz arenosa, nota-se um acréscimo de resistência no material, o que melhora o comportamento carga-recalque, bem como influencia

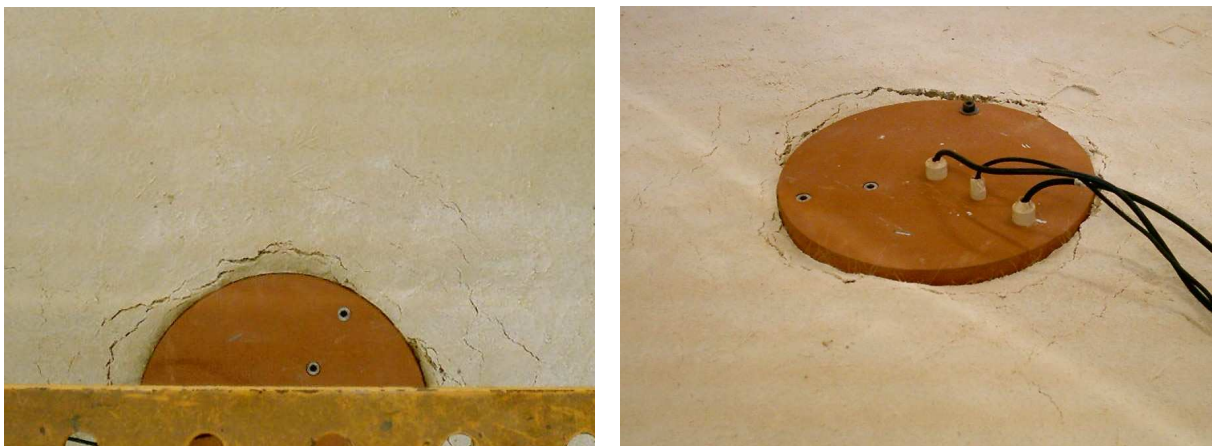
na mudança dos mecanismos de ruptura, entretanto, com características um pouco distintas daquelas descritas pela literatura.



(a)

(b)

Figura 4.25: Mecanismo de ruptura obtido para camadas de areia sem fibras – $Dr = 50\%$: (a) vista superior e (b) vista lateral, Donato (2007).



(a)

(b)

Figura 4.26: Mecanismo de ruptura obtido para camadas de areia com fibras – $Dr = 50\%$: (a) vista superior e (b) vista lateral, Donato (2007).

Na Figura 4.27 a seguir, são apresentadas duas imagens do ensaio (a) sem adição de fibras e (b) com adição de fibras, ambas com $Dr=90\%$, onde se pode perceber o levantamento do solo na lateral da placa. É possível analisar que no solo sem reforço o levantamento da camada de solo é muito maior do que no ensaio reforçado. No ensaio com reforço o levantamento praticamente não acontece.

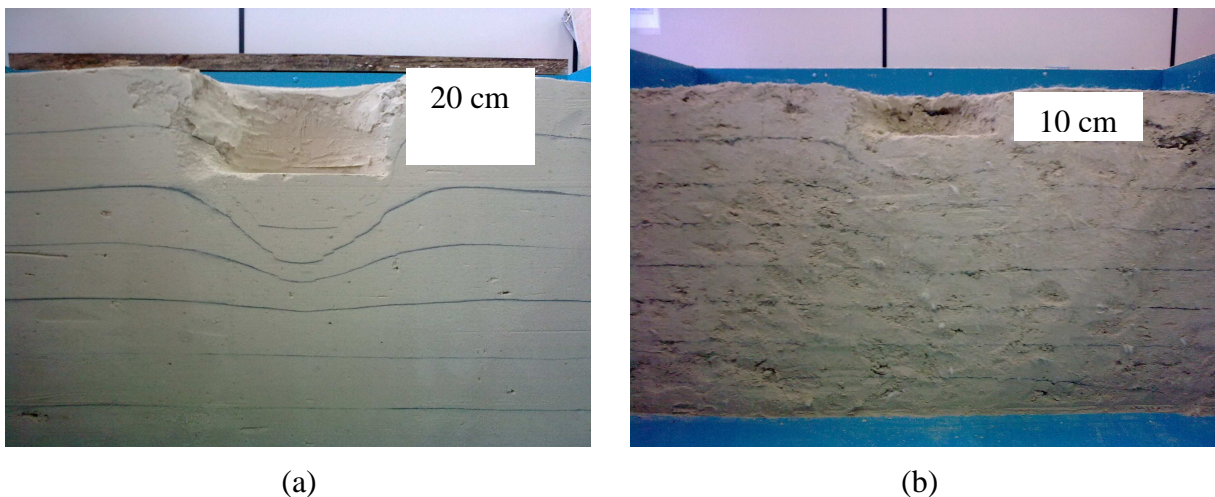


Figura 4.27: Levantamento do solo [Dr=90%] na lateral da placa: (a) solo sem reforço e (b) solo com reforço.

No ensaio sem reforço, como mostra a Figura 4.28, (a) imagem do levantamento e (b) gráfico de resultados do levantamento pelos incrementos. Podemos notar que o mesmo chega a uma grandeza de aproximadamente 30mm. No ensaio do solo reforçado ocorreu um problema de execução e esse monitoramento não pode ser realizado com precisão. A medição final de deslocamento fora da placa nesse ensaio foi de menos de 10mm.

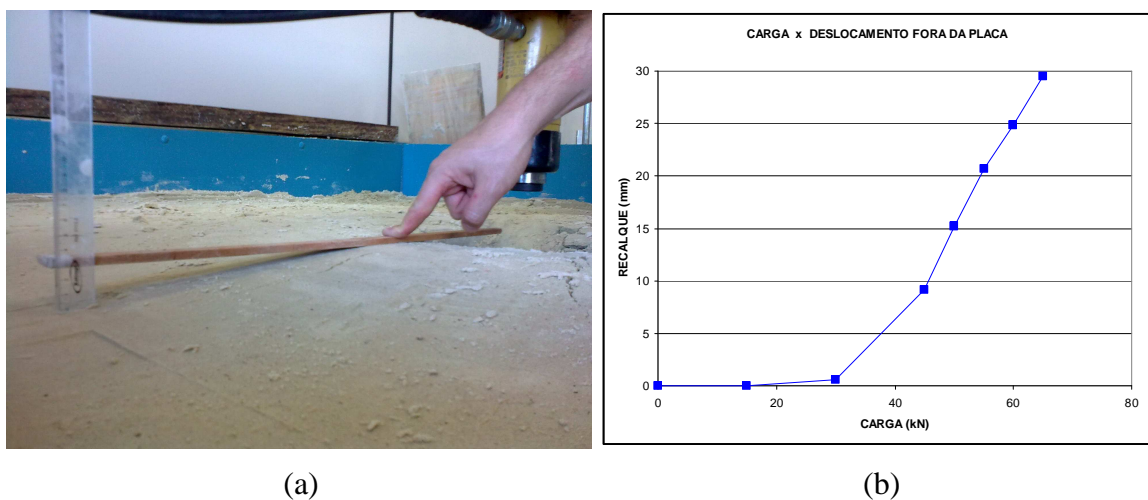


Figura 4.28: Levantamento do solo ao lado da placa no ensaio de areia com Dr = 90%.

A seguir, nas Figuras 4.29 (a) vista frontal e (b) vista de cima, serão apresentadas as exumações das camadas de solo para que se possa perceber os deslocamentos no centro das camadas enquanto na Figura 4.30 será apresentado um esquema montado em função das magnitudes desses deslocamentos.

A utilização de finas camadas de areia tingida de preto entre as camadas compactadas de solo se mostrou eficiente na visualização das deformações individuais de cada camada, conforme Donato (2007) já havia utilizado.

Na Figura 4.29 (a) é possível observar uma deformação considerável das primeiras camadas de solo logo abaixo da placa de aço, sendo que a partir da quarta camada compactada não se observam deformações visíveis.



(a)

(b)

Figura 4.29: Exumação das camadas do ensaio em areia com $Dr = 90\%$, (a) vista frontal e (b) vista de cima.

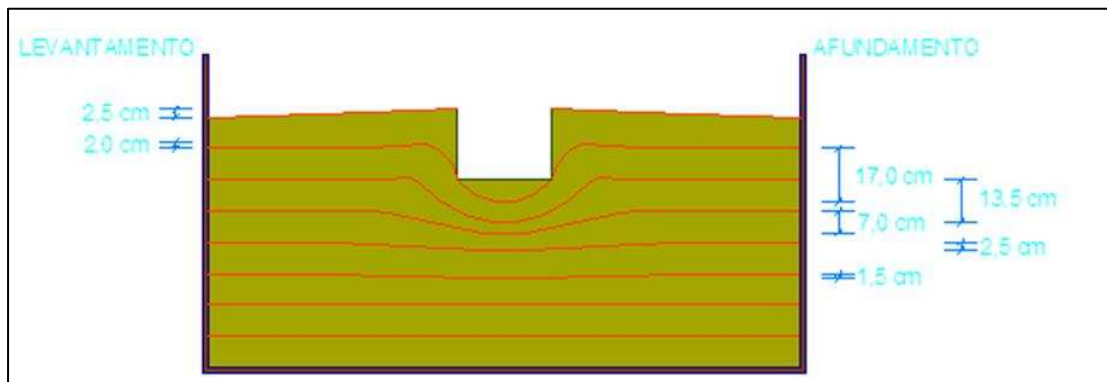


Figura 4.30: Esquema de deformação das camadas do ensaio na areia – $Dr = 90\%$.

Nas camadas de areia reforçadas com fibras (Figuras 4.31 (a) vista frontal e (b) vista de cima) observa-se uma deformação menos expressiva quando comparada com as camadas de areia não reforçada, sugerindo uma distribuição mais uniforme das deformações.

Na Figura 4.32 será apresentado um esquema montado em função das magnitudes dos deslocamentos no ensaio reforçado.



(a)

(b)

Figura 4.31: Exumação das camadas do ensaio em areia e fibras com $D_r = 90\%$, (a) vista frontal e (b) vista de cima.

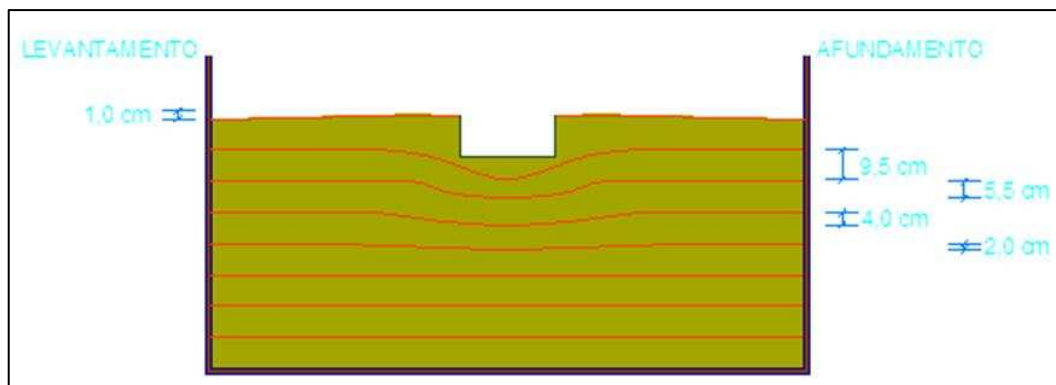
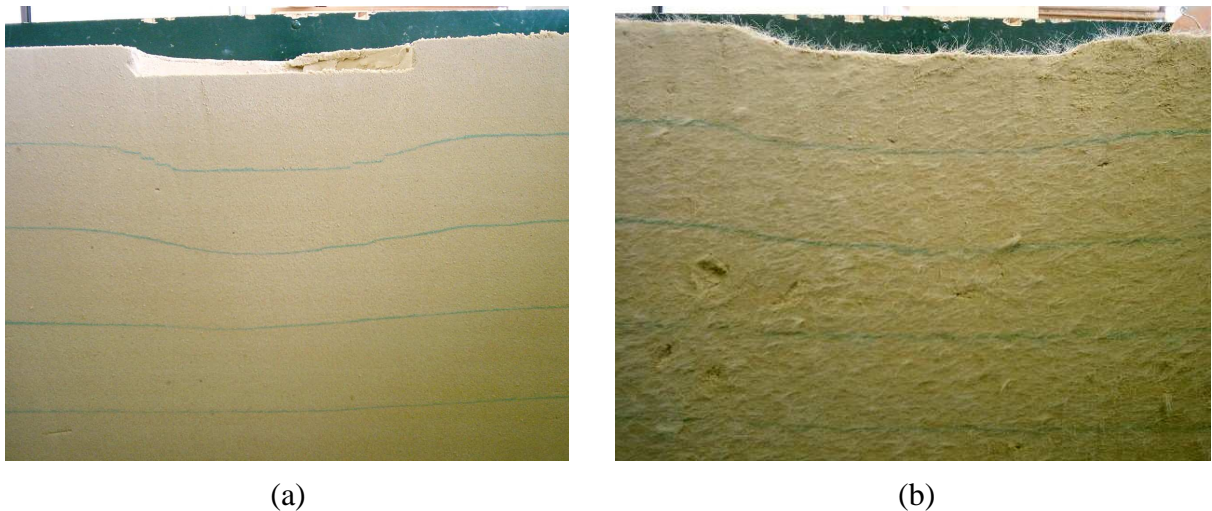


Figura 4.32: Esquema de deformação das camadas do ensaio na areia reforçada – $D_r = 90\%$.

Donato (2007) realizou a exumação de seus ensaios, as quais serão apresentadas na Figura 4.33 a seguir. A Figura 4.33 (a) apresenta resultado da exumação do ensaio realizado na areia sem o reforço das fibras, enquanto na Figura 4.33 (b) são apresentados os resultado do ensaio com a adição de 0,5% de fibras na matriz arenosa.



(a) (b)
 Figura 4.33: Exumação das camadas dos ensaios de Donato (2007) com $Dr = 50\%$, (a) sem reforço (b) com reforço.

Nas imagens feitas por Donato (2007) pode-se perceber que as deformações foram menos expressivas no solo reforçado com as fibras, do mesmo modo que os ensaios realizados nessa pesquisa com densidade relativa de 90%.

Para fins de comparação e análise das deformações no ensaio reforçado e não reforçado, realizados com densidade relativa de 90%, montou-se um esquema conjugando as imagens com seus respectivos esquemas de deformações e será apresentado na Figura 4.34 a seguir.

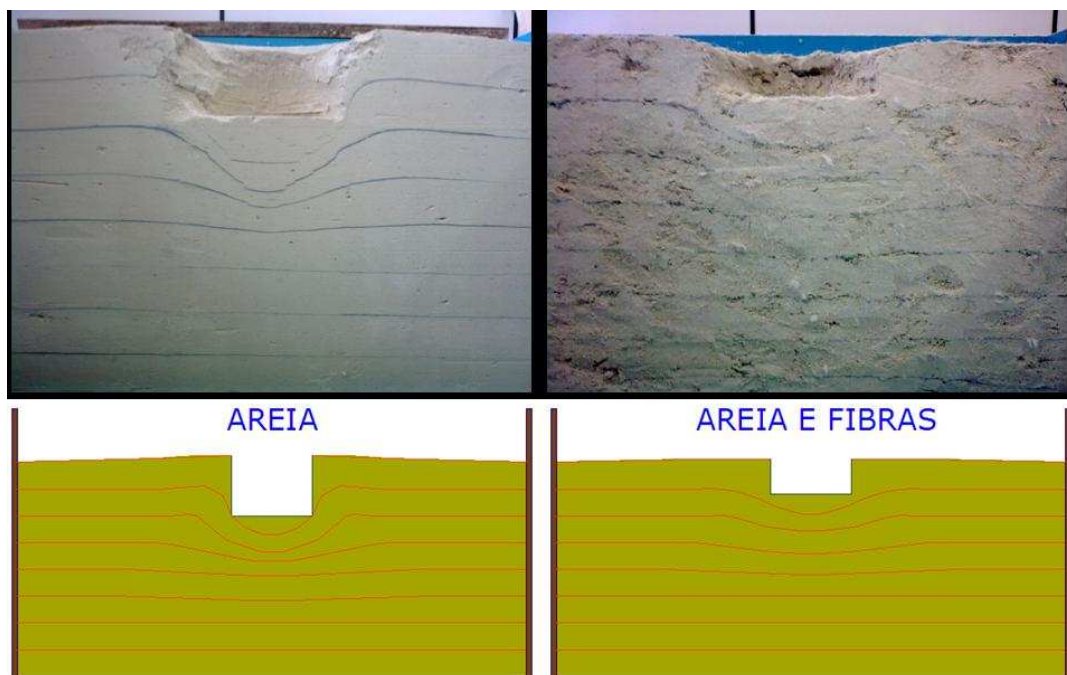


Figura 4.34: Comparativo de deformações para o ensaio reforçado e não reforçado em $Dr = 90\%$.

A Figura 4.35 apresenta uma ampliação da exumação do ensaio na areia, onde, em linhas vermelhas, as bandas de cisalhamento observadas a partir das linhas pretas cisalhadas nas primeiras camadas de areia sem fibras são perfeitamente notadas.

Analisando as linhas vermelhas é possível notar que há uma tendência destas linhas convergirem a um ponto abaixo da placa situado entre a segunda e a terceira camada de solo, formando uma banda de cisalhamento muito semelhante a uma cunha, conforme descrito na literatura para rupturas localizadas.

No trabalho de Donato (2007) também foi perceptível as cunhas de cisalhamento, as quais são apresentadas na Figura 4.36 a seguir.

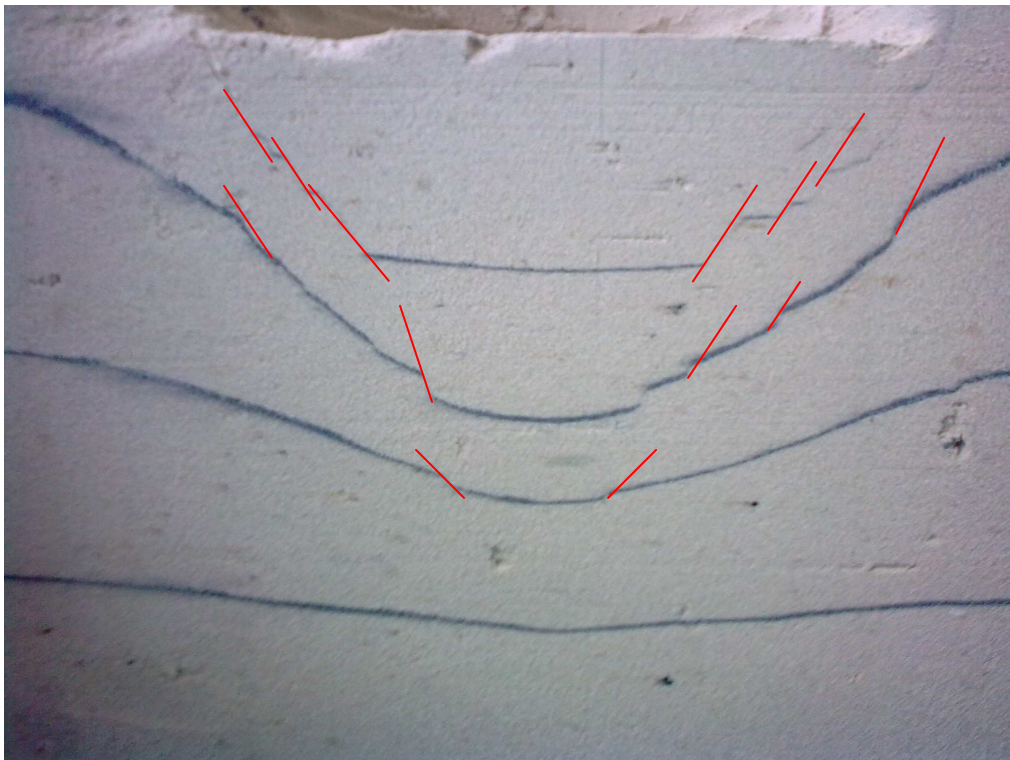


Figura 4.35: Bandas de cisalhamento do ensaio na areia em $D_r = 90\%$.

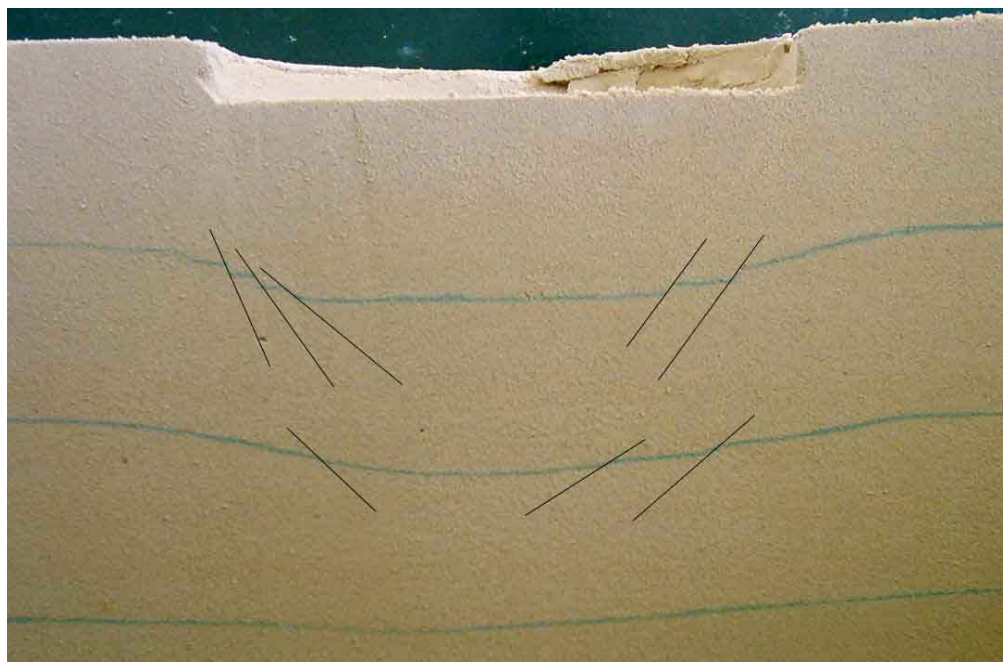


Figura 4.36: Bandas de cisalhamento do ensaio na areia em $D_r = 50\%$, Donato (2007).

De acordo com Lopes (1979), a ruptura localizada é caracterizada por um modelo que é bem definido apenas imediatamente abaixo da fundação e consiste de uma cunha e de superfícies de deslizamento que se iniciam junto às bordas da fundação, com a visível tendência de empolamento do solo ao redor da fundação depois de considerável deslocamento vertical. A Figura 4.37 apresenta um esquema do modelo de ruptura localizada juntamente com o esquema das curvas de carga versus deslocamento. A compressão vertical sob a fundação é significativa e as superfícies de deslizamento terminam dentro do maciço, mobilizando a resistência de camadas mais profundas e, em geral, sem atingir a superfície do terreno. Somente depois de um deslocamento vertical apreciável as superfícies de deslizamento poderão tocar a superfície do terreno.

Mesmo acreditando que o mecanismo de ruptura da areia sem fibras e com fibras seja, por definição clássica, o mesmo, o solo reforçado não apresentou visualmente as bandas de cisalhamento. Isto se deve à capacidade que o reforço fibroso possui de absorver maiores deformações, distribuindo-as em áreas maiores e reduzindo a formação e propagação de fissuras.

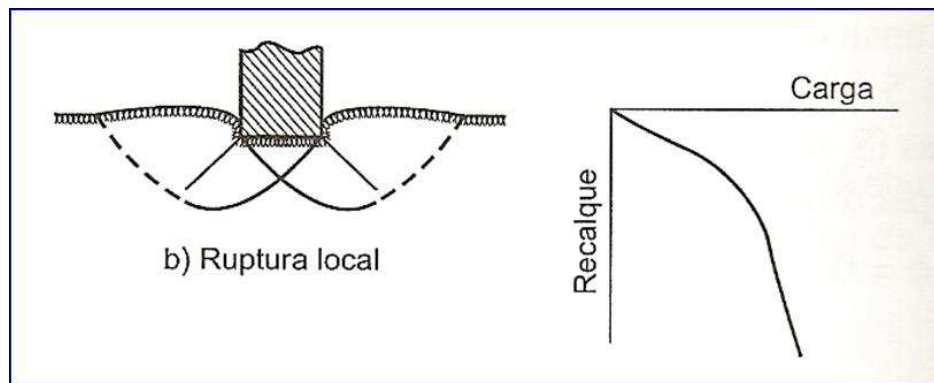


Figura 4.37: Campos de deslocamento de ruptura localizada.

4.5.4. Curvas de Carga *versus* Deslocamento do Ensaio Sem Reforço

A Figura 4.38 apresenta a curva de carga versus deslocamento para o carregamento do ensaio somente com areia e também para o estágio de descarregamento. Os pontos do estágio de carregamento são apresentados por triângulos, enquanto os quadrados representam os pontos do ensaio para o descarregamento.

O recalque do ensaio na areia foi de grande magnitude, sendo levado a mais de 200 mm de deformação vertical. O carregamento máximo aplicado nesse ensaio foi de 65 kN, suficiente para se ter a plotagem de uma curva bem definida entre carga e deslocamento, acrescida também de seu descarregamento.

O formato de curva obtida se assemelha ao apresentado na Figura 4.37, onde está representado o modelo de curva esperado para ruptura localizada de fundações superficiais.

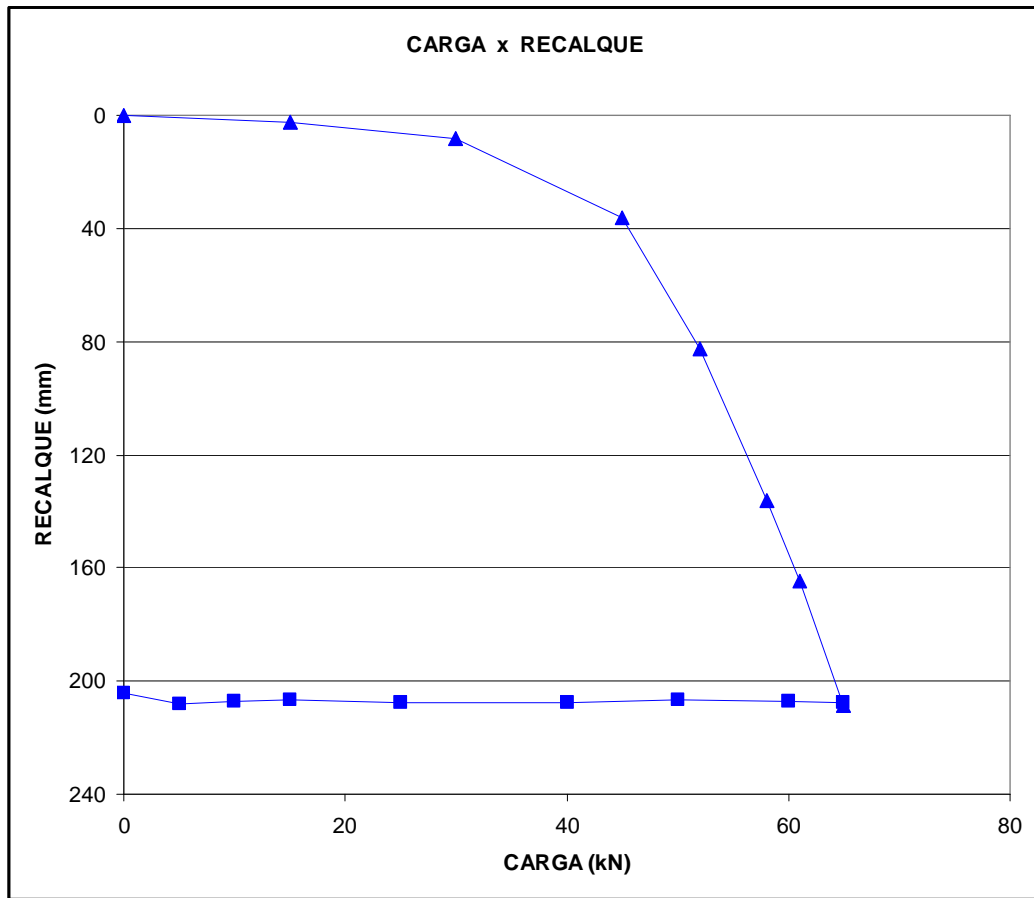


Figura 4.38: Curvas de carga *versus* deslocamento da placa no ensaio sem reforço – $D_r = 90\%$.

4.5.5. Curvas de Carga *versus* Deslocamento do Ensaio Com Reforço

Na Figura 4.39 estão representados os pontos que formam a curva de carga *versus* deslocamento para o carregamento do ensaio reforçado com fibras e também para o estágio de descarregamento. Os pontos do estágio de carregamento são apresentados por triângulos, conforme ensaio anterior, enquanto os quadrados representam os pontos do ensaio para o descarregamento.

Nesse ensaio, diferentemente do ensaio no material sem reforço, os recalques foram bem menores com níveis muito maiores de carregamento. O recalque se deu de magnitude muito menor, sendo levado a menos de 120 mm de deformação vertical. O carregamento máximo aplicado nesse ensaio foi de 130 kN, também suficiente para se obter uma curva bem definida entre carga e deslocamento, acrescida também de seu descarregamento.

O formato de curva obtida também se assemelha ao apresentado na Figura 4.37, pois este ensaio também apresentou ruptura do tipo localizada, diferente do esperado pela literatura onde areias densas apresentam rupturas generalizadas.

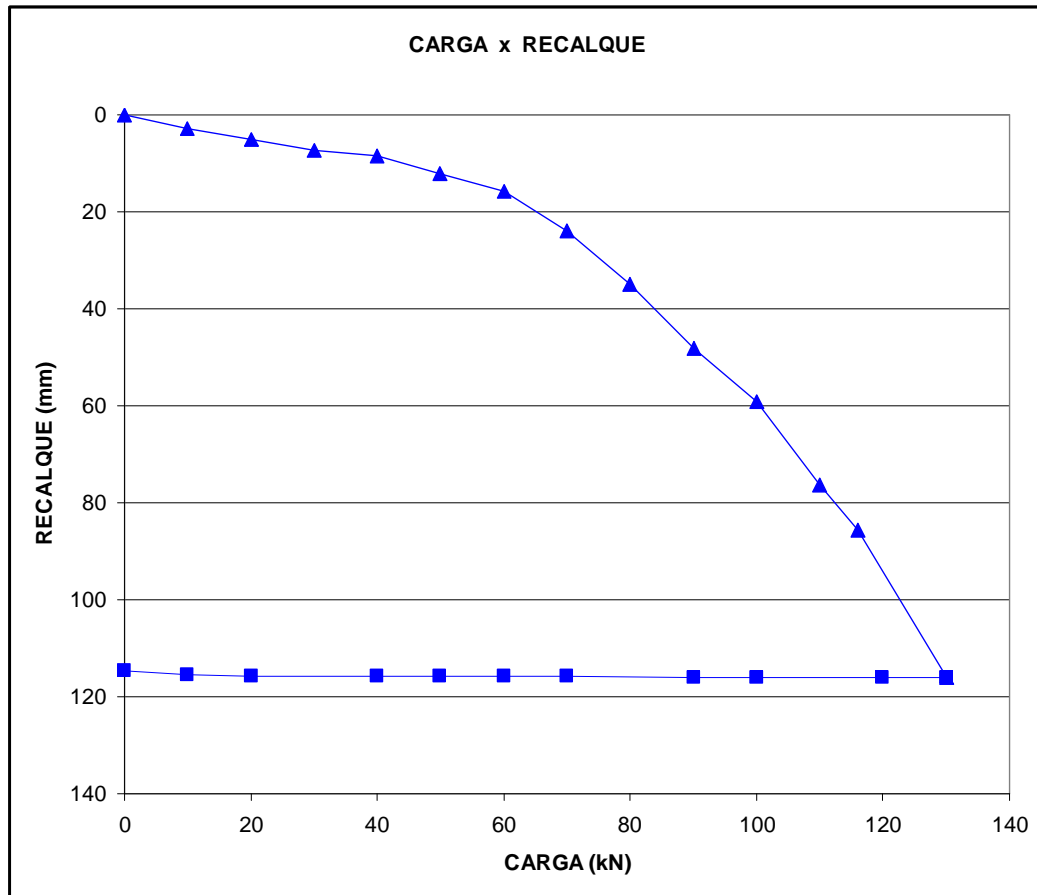


Figura 4.39: Curvas de carga *versus* deslocamento da placa no ensaio com reforço – $D_r = 90\%$.

4.5.6. Comparativo de Ensaios Reforçado e Não Reforçado em Diferentes Densidades Relativas

Para se ter uma análise mais contundente da diferença dos resultados do ensaio com e sem reforço, optou-se por apresentar, na Figura 4.40 a seguir, uma plotagem de ambas as curvas na mesma escala, possibilitando a comparação do acréscimo de resistência em função da inclusão das fibras na matriz arenosa.

Tirando alguma referencia de valores, podemos analisar o ensaio em 60 kN, carregamento aplicado nos dois ensaios. No ensaio sem reforço, para 60 kN de carga, o

Vinícius Girardello. Dissertação de Mestrado. Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2010.

deslocamento se aproxima a 120 mm, ou seja, ao deslocamento máximo atingido no ensaio reforçado, com um carregamento superior ao dobro, da ordem de 130 kN. Voltando a análise para 60 kN, é notável que para esse nível de carregamento, no ensaio com reforço, os recalques são iniciais, menores de 20 mm.

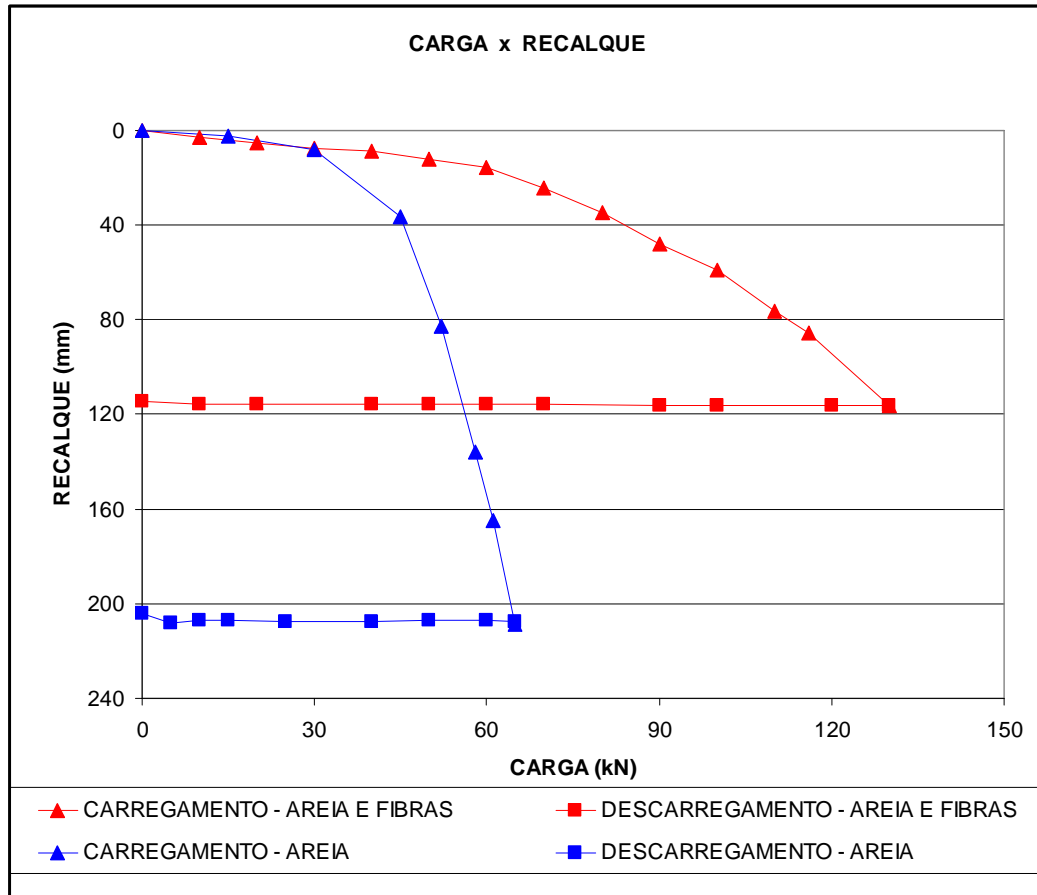


Figura 4.40: Curvas de carga *versus* deslocamento da placa no ensaio com e sem reforço – $D_r = 90\%$.

Utilizando os resultados de Donato (2007) é possível realizar mais algumas comparações. Na Figura 4.41 a seguir são apresentados os resultados do solo sem reforço para densidade relativa de 90% e 50%.

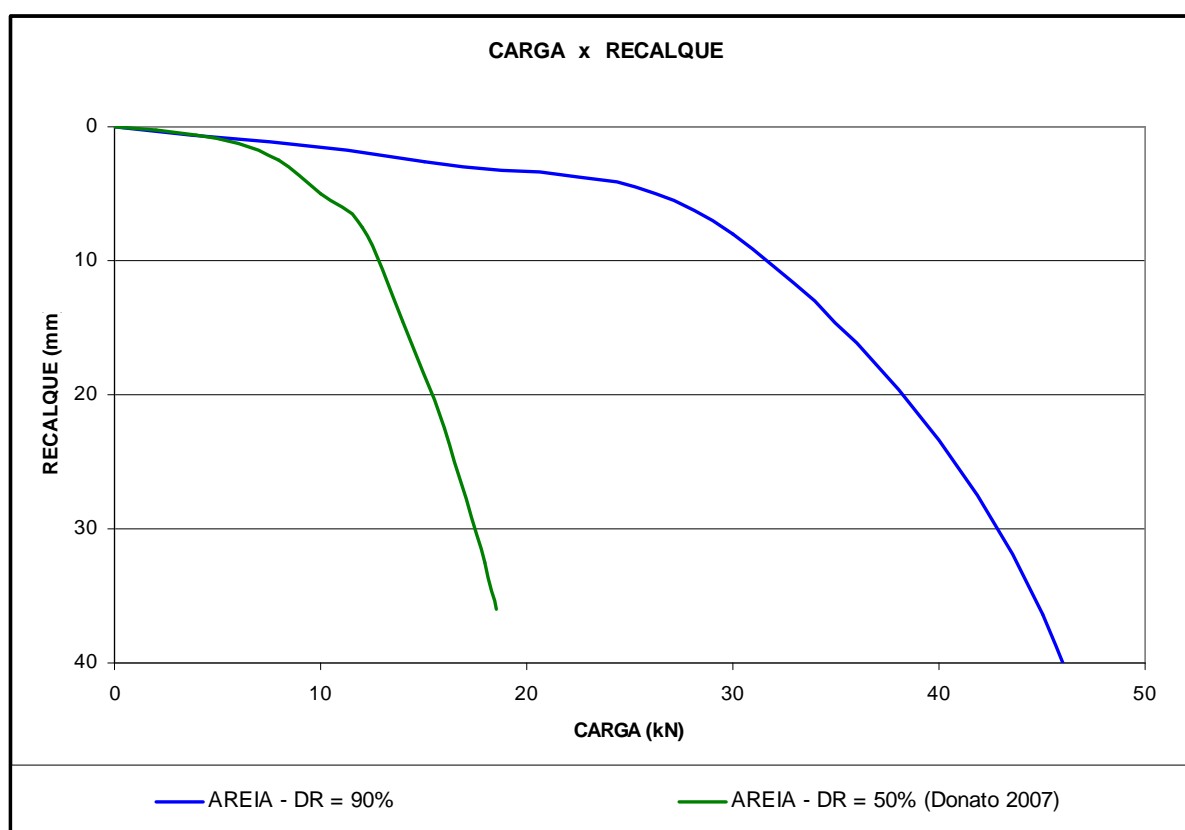


Figura 4.41: Resultados dos ensaios de placa na areia em densidade relativa de 90% e 50%.

Já na Figura 4.42 apresenta-se os resultados do solo com reforço das fibras, tanto na densidade relativa de 90% quanto na de 50%.

É notável que o aumento da densidade relativa auxilia no acréscimo da resistência do solo tanto no material sem reforço como também na matriz arenosa reforçada com as fibras.

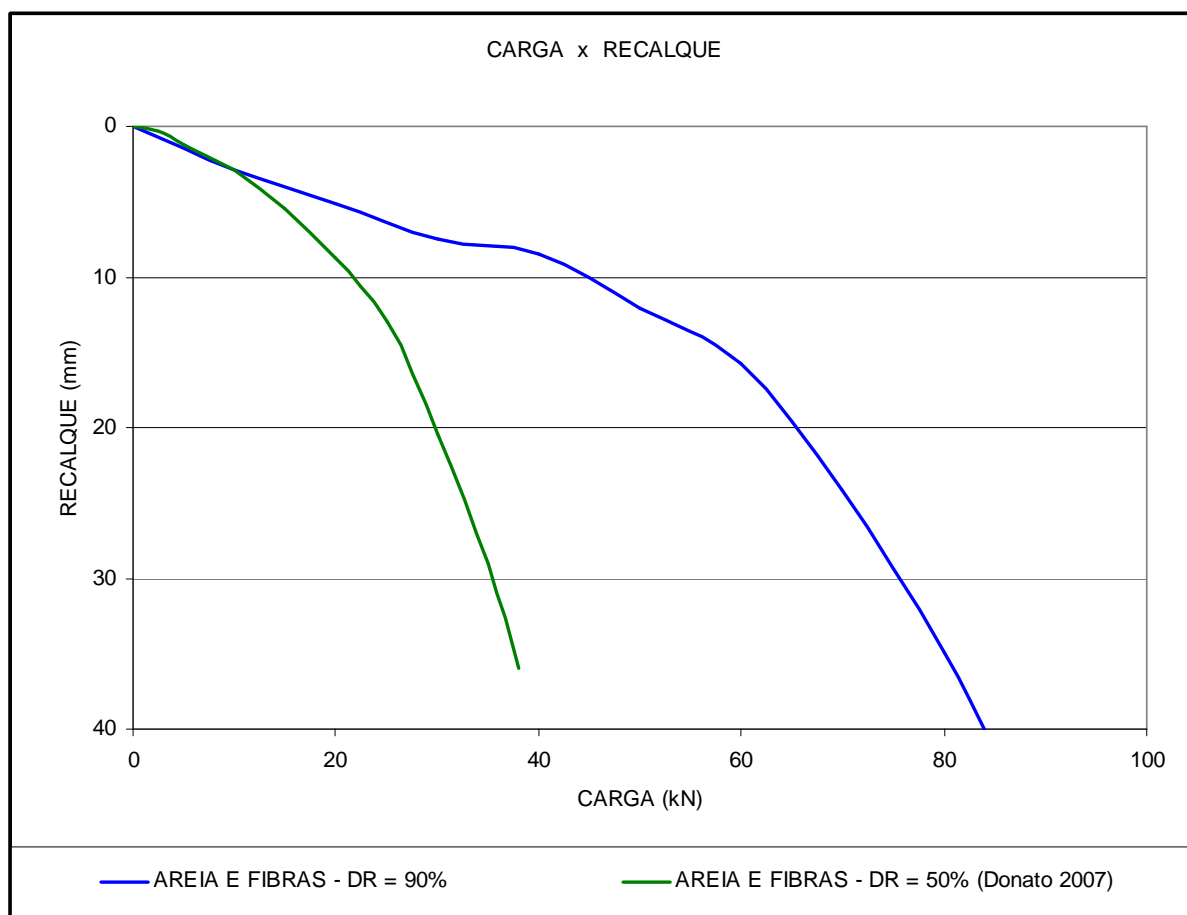


Figura 4.42: Resultados dos ensaios de placa na areia reforçada em densidade relativa de 90% e 50%.

Fazendo uma comparação dos resultados de Donato (2007) dos ensaios realizados por ele na areia e areia reforçada, em densidade relativa de 50%, apresentado na Figura 4.43 a seguir, podemos notar, assim como nos ensaios realizados nessa pesquisa, que a inclusão de fibras à matriz arenosa aumenta a capacidade de suporte do solo e conseqüentemente reduz significativamente os deslocamentos.

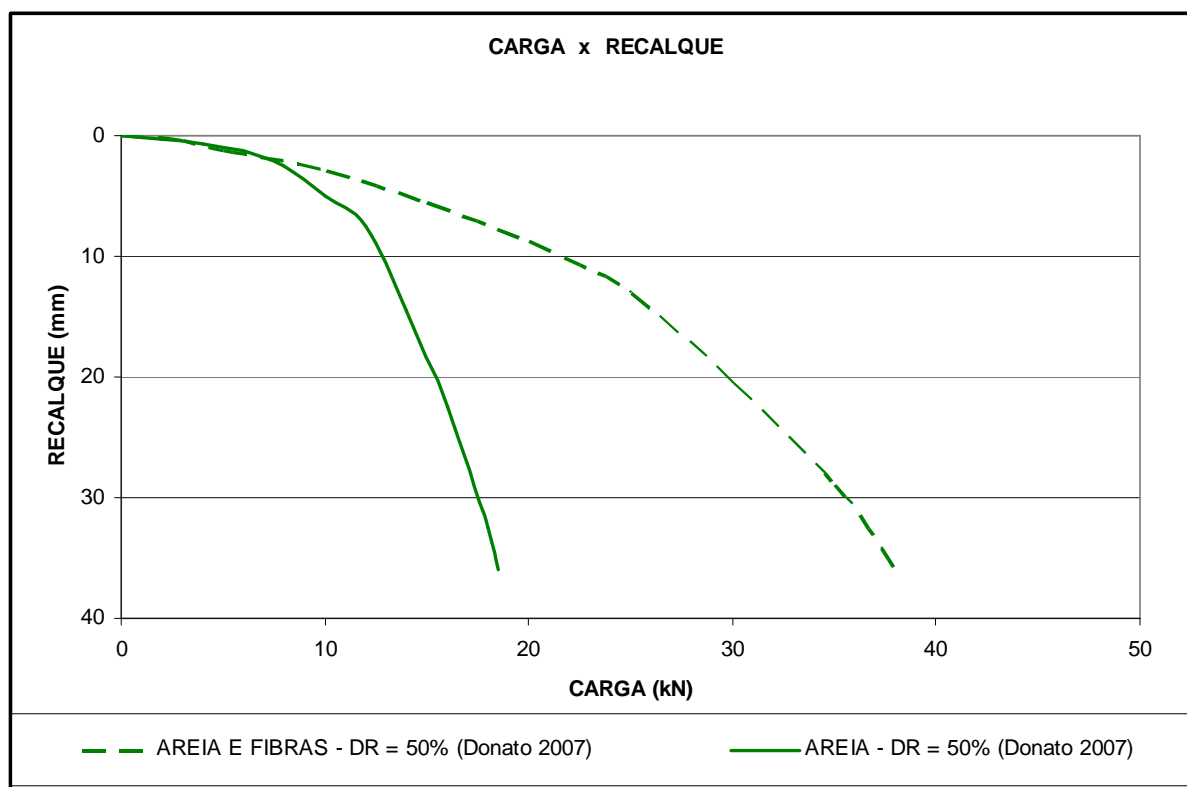


Figura 4.43: Resultados dos ensaios de placa na areia e areia reforçada em densidade relativa de 50%, Donato (2007).

5. CONCLUSÕES

5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Conforme os resultados e as análises apresentadas no capítulo anterior, algumas conclusões foram estabelecidas, sendo que algumas já apresentadas no decorrer de todo o trabalho. As principais estão dispostas abaixo:

5.1.1. Ensaio de Sucção

Quanto aos ensaios de sucção realizados em amostras de solo reforçado e não reforçado, à 10% de umidade, em diferentes densidades relativas, chega-se a conclusão de que as fibras são inertes na sucção do material, não oferecendo influência na magnitude da resistência apresentada devido a sucção. Em comparação com diferentes densidades relativas, nota-se que esta sim influência significativamente na sucção do material, devido a compacidade do solo e a mudança na estrutura do mesmo.

5.1.2. Ensaio Triaxiais

Nos ensaios triaxiais podemos notar que, quando são realizados de forma não saturada, o seu ângulo de atrito diminui sensivelmente em comparação com os ensaios saturados, o que pode ser explicado pelo surgimento de um intercepto coesivo, que confere ao solo maior capacidade de suporte, pois nesse caso soma-se a resistência devido a sucção do material.

5.1.3. Ensaio de Placa

Primeiramente pode-se falar na influência das fibras na matriz arenosa. Essa inclusão aleatória das fibras de polipropileno confere ao material uma melhora no comportamento carga-recalque, com influência na mudança dos mecanismos de ruptura.

Pode-se dizer que no início do ensaio o comportamento carga-recalque não difere para o solo reforçado e sem reforço. Essa diferença é perceptível a partir do momento em que a mobilização das fibras que são inseridas na matriz arenosa começam a se mostrar mais efetivas, que ocorre somente após um certo nível de recalque e carga aplicada.

5.2. SUGESTÕES

No decorrer da pesquisa, surgiram várias hipóteses para realização de trabalhos futuros e que não foram realizadas devido a prazos e dificuldade de equipamentos. Abaixo, são registradas as mais relevantes para a ampliação do conhecimento atual sobre ensaios de placa em solo reforçado:

- A utilização de medidas de tensões totais no meio do maciço e sobre a placa, com a utilização de um sistema de aquisição de dados moderno.
- Montagem de equipamento para realização desse tipo de ensaio com carregamento cíclico ou dinâmico, através de prensa pneumática ou equipamento simulador de tráfego.
- Realização de medidas de tensões horizontais ao longo da profundidade, à diferentes distancias horizontais.
- Realização de ensaios de placa em material cimentado, com e sem adição de fibras, com medidas de tensões e carregamentos distintos.

6. REFERÊNCIAS

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.

AL WAHAB, R.M.; AL-QURNA, H.H. **Fiber Reinforced cohesive soils for application in compacted earth structures.** In: GEOSSYNTHETICS'95 CONFERENCE. 1995, Nashville. Proceedings ... v.2, p.433-466, 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. Rochas e solos – Terminologia: **NBR 6502**. Rio de Janeiro, 1995.

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

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

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

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

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. Estaca – Prova de carga estática: **MB 3472**. Rio de Janeiro, 1991-a.

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

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

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.

AZEVEDO, R. **Plane-stress program using the 8-node quadrilateral isoparametric finite element**. Bolder, Department of Civil Engineering, University of Colorado, 1982. 30p. (course, CE551).

BAILEY, A.C.; BURT, E.C. **Soil stress states under various tire loadings**. Transactions of the American Society of Agricultural Engineers, v. 31, n. 3, p.672-676, 1988.

BAILEY, A.C.; NICHOLS, T.A.; JOHNSON, C.E. **Soil stress state determination under wheel loads**. Transactions of the American Society of Agricultural Engineers, v. 31, n. 5, p.1309-1314, 1988.

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.

BENEVELI, R. M. 2002. **Estudo dos efeitos de umedecimento e secagem na resistência ao cisalhamento de um solo compactado em laboratório**. 182 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro (PUC-Rio).

BENTO, P.F.; CARVALHO, J.C. **Estudo da utilização de fibras de polipropileno como reforço de solos estabilizados para pavimentação da região de Urucu-Am**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2006, Curitiba. Meio de divulgação: CD, 2006.

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 ENGINEERING, 1., 1936, Cambridge. Proceedings... London: v.3, p.60, 1936.

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.; CONSOLI, N. C. **Comportamento de uma areia reforçada com fibras submetida a ensaios ring shear**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2006, Curitiba. Anais... Curitiba: ABMS, 4v., v.1, p.531-535, 2006.

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.

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. **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; 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.

CLAYTON, C.R.I.; BICA, A.V.D. **The design of diaphragm-type boundary total stress cells**. Géotechnique, v. 43, n. 4, p. 523-535, 1993.

CLAYTON, C.R.I.; VAN DER BERG, J.P.; HEYMANN, G.; BICA, A.V.D. **The performance of pressure cells for sprayed concrete tunnel linings**. Géotechnique, v. 52, n. 2, p. 107-115, 2002.

CONSOLI, N. C., BASSANI, M. A. A., FESTUGATO, L. **Effect of fiber-reinforcement on the strength of cemented soils**. Geotextiles and Geomembranes 28, 344-351. 2010

CONSOLI, N. C., FESTUGATO, L. HEINECK, K. S. **Strain hardening behaviour of fibre-reinforced sand in view of filament geometry**. Geosynthetics International 16, 109-115. 2009-b.

CONSOLI, N. C., VENDRUSCOLO, M. A., FONINI, A., DALLA ROSA, F. **Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range**. Geotextiles and Geomembranes 27, 196-203. 2009-c.

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. **Performance of fibre-reinforced sand at large shear strains**. Géotechnique, London, v.57, n.00, p. 1-6, 2007-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., THOME, A., DALLA ROSA, F., FAHEY, M. **Effect of relative density on plate loading tests on fibre-reinforced sand**. Géotechnique 59, No. 5, 471-476, 2009.

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.

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.; 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.; 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.; 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.; 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.; 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.; ROSA, F.D.; FONINI, A. **Plate Load Tests on Cemented Soil Layers Overlaying Weaker Soil**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 135, p. 1846-1856, 2009-a.

CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J. **Interpretation of plate load tests on residual soil site**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.124, n.9, p. 857-867, 1998-b.

CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J.; VENDRUSCOLO, M.A. **Design of shallow foundations on structured and compacted soils based on plate loading tests and finite element analysis**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 14, Hamburgo. Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, , p. 783-784, 1997-a.

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.; 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.

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.

CUDMANI, R.O. **Estudo do comportamento de sapatas assentes em solos residuais parcialmente saturados através de ensaios de placa**. Porto Alegre, 1994. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

D'APOLLONIA, D.J.; POULOS, H.G.; LADD C.C. **Initial settlement of structures on clay**. Journal Soil Mechanics and Foundation Engineering, New York, ASCE, v.97, n.10, p. 1359-1357, 1971.

DESAI, C.S. **Nonlinear analysis using spline functions**. Journal Soil Mechanics and Foundations Engineering, New York, ASCE, v.97, n.10, p. 1305-1320, 1971.

DESAI, C.S.; REESE, L.C. **Analysis of circular footings on layered soil**. Journal Soil Mechanics and Foundations Engineering, New York, ASCE, v.96, n.2, p. 523-545, 1979.

DEWOOLKAR, M.M.; KO, H.Y.; PAK, R.Y.S. **Experimental developments for studying static and seismic behavior of retaining walls with liquefiable backfills**. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, v. 19, p. 583-593, 2000.

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.

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. **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. **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.

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.; 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.

DUNNICLIFF, J. **Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performace**. A Wiley-Interscience Publication. p. 577, 1988.

EVSTATIEV, D.; MILEV, G.; KARACHOROV, P. **Settlement of TV tower built on stabilized loess**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro. Proceedings... Rotterdam: A.A. Balkema, v.2, p.1209-1212, 1985.

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.

FRANK, R. **Some recent developments on the Behaviour of shallow foundations**. In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1991

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

FREITAS, E.G.A.; CALLIL JR., C. **Estudo experimental do parâmetro K em silos cilíndricos de baixa relação altura/diâmetro e fundo plano**. XXXI Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola, Salvador, 2002.

GHAZAVI, M.; AMEL SAKHI, M. **Influence of optimized tire shreds on shear strength parameters of sand.** Introduction Journal of Geomechanics. ASCE, v.5, n.1, p.58-65, 2005.

GOMES, F.C.; JÚNIOR, C.C. **Avaliação das ações devidas aos produtos armazenados em silos horizontais.** XXXI Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola, Salvador, 2002.

GONÇALVES, F.P. **Estudo experimental do desempenho de pavimentos flexíveis a partir de instrumentação e ensaios acelerados.** PPGE/ UFRGS, Tese de Doutorado, p. 359, 2003.

GONÇALVES, F.P.; CERATTI, J.A.P.; BICA, A.V.D. **The use of embedded stress cells for monitoring pavement performance.** Geotechnical Testing Journal. ASTM, v.26, n.4, p.363-372, 2003.

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.; 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.; 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.

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.

HADALA, P.F. **The effect of placement method on the response of soil stress gages.** In: Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, The University of New Mexico Press, Albuquerque, NM, p.255-263, 1967.

HANNA, A.M.; MEYERHOF, G.G. **Design charts for ultimate bearing capacity of foundation on sand overlying soft clay.** Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, v.17, n.2, p.300-303, 1980.

HANNA, T.H. **Field instrumentation in geotechnical engineering.** Trans Tech Publications. p. 843, 1985.

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.

HARRIS, H.D.; BAKKER, D.M. **A soil stress transducer for measuring in situ soil stresses.** Soil & Tillage Research, v. 29, p. 35-48, 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., 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., 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. **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.; 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.; 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.

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.

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.

HO, K. M. Y.; Ng. C. W. W.; Ho. K. K. S.; Tang. W. H. 2006. **State dependent soil-water characteristic curves (SDSWCCs) of weathered soils**. In: Fourth International Symposium

on Unsaturated Soil, Carefree, AZ, Estados Unidos. Proceedings of the Fourth International Symposium on Unsaturated Soil, 2006. v. 1. p. 1302-1313.

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.

HOUSTON, S. L.; Houston, W. N.; Wagner, A. M. 1994. **Laboratory filter paper suction measurements.** Geotechnical Testing Journal, v 17 (2), p. 185–194.

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

ISRM. **Suggested methods for pressure monitoring using hydraulic cells rock characterization testing and monitoring,** ISRM Suggested Methods, Pergamon Press, Oxford, p. 201-211, 1981.

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.

KIRBY, J.M. **Soil stress measurement.** Part 2: Transducer beneath a circular loaded area. Journal of Agricultural Engineering Research, v. 73, p. 141-149, 1999.

KISHIMOTO, H.J.; WAY, T.R.; TANIGUCHI, T. **Three-directional contact stress distributions for a pneumatic tractor tire in soft soil.** Transactions of the American Society of Agricultural Engineers, v. 41, n. 5, p. 1237-1242, 1998.

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.

LEOCÁDIO, G. A. S. **Reforço de solo laterítico com fibras de sisal de distribuição aleatória tratadas superficialmente com EPS reciclado.** 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Materiais) - Universidade Federal de Ouro Preto, 2005.

LEOCÁDIO, G. A. S.; BOTARO, V. R.; RIBEIRO, L. F. M. **Inclusão aleatória de fibras curtas de sisal tratadas com poliestireno expandido (EPS) reciclado para reforço de solos lateríticos.** In: 8º CONGRESSO BRASILEIRO DE POLÍMEROS, 2005, Águas de Lindóia. 8º CBPol. v. 1, p. 408-409, 2005.

LEOCÁDIO, G. A. S.; BOTARO, V. R.; RIBEIRO, L. F. M. **Superficial treatment of sisal fiber with recycled EPS for use as reinforcement of lateritic soil.** In: 41st INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON MACROMOLECULES WORLD POLYMER CONGRESS – MACRO 2006.

LEROUEIL, S.; HIGHT, D. W. 2003. **Behavior and properties of natural soils and a soft rocks. Characterization and engineering properties of natural soils.** Tan et al.(eds), v. 1, p. 29-254.

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.

LOPES, F.R. **The undrained bearing capacity of piles and plates studied by the Finite Element Method.** Ph.D. Thesis – University of London, London, 1979.

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.; 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.

MARINHO, F. A. M. 2002. **Soil suction measurement in soil and porous material. Short course on unsaturated soils geodenver.** ASCE, Denver, Colorado, 2000.

MARSLAND, A.; EASON, B.J. **Measurements of displacement in the ground below loaded plates in deep boreholes.** In: BRITISH GEOTECHNICAL SOCIETY SYMPOSIUM ON FIELD INSTRUMENTATION, 1973, Butterworths. Proceedings. p.304-317, 1973.

MASHIMO, H.; ISHIMURA, T. **Evaluation of the load on shield tunnel lining in gravel Tunnelling and Underground Space Technology,** v. 18, p. 233-241, 2003.

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.

MEYERHOF, G.G. **Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay.** Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, v. 11, n. 2, p. 223-229, 1974.

MEYERHOF, G.G.; HANNA, A.M. **Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load.** Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, v.15, n.4, p.565-572, 1978.

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**, 2ªed., 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, Stokholm., 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 79TH 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. **Evolução dos geossintéticos no Brasil**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE APLICAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS. Geossintéticos 95... Palestras especiais, p.5-15, 1995.

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.

PELLS, P.J.N. **Plate loading tests on soil and rock**. In: EXTENSION COURSE ON IN-SITU TESTING FOR GEOTECHNICAL INVESTIGATIONS, 1983, Sydney. Proceedings ... Rotterdam: A. A. Balkema, p.73-85, 1983.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 247p., 2000.

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.

ROBERTSON, P.K. **In situ testing and its application to foundation engineering**. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, v.23, p.537-588, 1986.

SALES, L.F.P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados**. Porto Alegre, 1998. 129p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

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.

SELIG, E.T. **Soil stress gage calibration**. Geotechnical Testing Journal. ASTM, v. 3, n. 4, p. 153-158, 1980.

SHENBAGA R.; KANIRAJ, V.; GAYATHRI. **Geotechnical behavior of fly ash mixed with randomly oriented fiber inclusions**. Geotext Geomembrane. v.21, p.123-149, 2003.

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, C.C.; BOSZCZOWSKI, R.B.; KORMANN, A.C.M.; PERNA, B.P.J.C.N. **Estudo do comportamento de dois solos reforçados com fibras de polipropileno, PET, sisal e raspa de pneu.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2006, Curitiba. Anais... Curitiba: ABMS, 4v., v.1, p.519-524, 2006.

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.

SITHARAM, T. G.; SIREESH, S. **Model studies of embedded circular footin on geogrid-reinforced sand beds.** Ground Improvement, ISSMGE, v.8 n.2, p.69-76, 2004.

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, D.W. **Pressure distribution theories, earth pressure cell investigations and pressure distribution data.** US Army Engineer Waterways Experiment Station, 1947.

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

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.

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.

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.

TESSARI, M.A. **Ensaio de placa em camadas de cinza pesada de carvão tratados com cimento**. Porto Alegre, 1998. 82p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

THOMÉ, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais**. Porto Alegre, 1999. 238p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

THOMÉ, A.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. **Previsão do comportamento de fundações superficiais apoiadas em sistema de dupla camada**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DE SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 12., 2002, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, 3v., v.3, p.1447-1456, 2002.

TINGLE, J. S.; SANTONI, R. L.; WEBSTER, S. L. **Full scale field tests of discrete fiber-reinforced sand**. Journal of Transactional Engineering, ASCE, v.128, n.1, p.9-16, 2002.

U. S. Army Corps of Engineers. **Instrumentation of Embankment Dams and Levees: EM 1110-2-1908**. June 30, 1995. Disponível em: <<http://www.usace.army.mil/inet/usace-docs/>>. Acessado em: 18 de junho de 2001.

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.

VÉSIC, A.S. **Bearing capacity of shallow foundations**. Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold, p.121-147, 1975.

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.

WEILER, W.A.; KULHAWY, F.H. **Factors affecting stress cell measurements in soil**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 108, p.1529-1548, 1982.

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.

YETIMOGLU, T.; SALBAS, O. **A study on shear strength of sands reinforced with randomly distributed discrete**. Geotextiles & Geomembrane. v.21, p.103-110, 2003.

ZHANG, G.H.; ZHANG, R.H.; SHANG, F.L. **Analysis of PLT and CPT by oedo-triaxial model**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1989. Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.363-366.

ZHOU, J.; Yu. J. L. 2005. **Influences affecting the soil water characteristic curve**. Journal of Zhejiang University Science, v. 6A(8), p. 797-804.

ZORNBERG, J.G. **Discrete framework for limit equilibrium analysis of fibre-reinforced soil**. Géotechnique, London, v.52, n.8, p.593-604, 2002.