

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE MATERIAIS COMPÓSITOS
FIBROSOS PARA APLICAÇÃO COMO REFORÇO DE BASE DE
FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS**

MÁRCIO ANTÔNIO VENDRUSCOLO

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

Porto Alegre

2003

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

Prof. Nilo Cesar Consoli
Orientador

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

BANCA EXAMINADORA

Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão
Ph.D. (University of British Columbia – Canada)

Prof. Antônio Thomé
D.Sc. (PPGEC/UFRGS)

Prof. Ennio Marques Palmeira
D.Phil. (University of Oxford – United Kingdom)

Prof. Fernando Schnaid
D.Phil. (University of Oxford – United Kingdom)

Prof. Karla Salvagni Heineck
D.Sc. (PPGEC/UFRGS)

*Dedico este trabalho aos
Meus pais Mathews e Maria de Lourdes
e aos meus irmãos Marcelo e Maria Helena*

AGRADECIMENTOS

No momento em que a etapa final desta pesquisa se consolida venho agradecer a todos, pessoas e instituições, que de uma forma ou de outra tiveram uma contribuição para a conclusão deste trabalho, que pode até ser considerado pouco relevante para uns, mas que para mim foi de fundamental importância.

Ao Prof. Nilo Cesar Consoli pela competência e dedicação demonstrada na orientação deste trabalho, pela amizade, compreensão e apoio em todos os momentos. Meus sinceros agradecimentos e admiração.

A todos os professores do PPGEC da UFRGS pelos ensinamentos ministrados, em especial, ao Prof. Fernando Schnaid, pela amizade e pelas sugestões, e ao Prof. Adriano Bica, pelo auxílio na solução dos problemas com o equipamento triaxial.

Ao Prof. Ribeiro e à doutoranda Giovana Pasa pelo auxílio na análise dos experimentos.

Ao Prof. Matthew Coop e aos funcionários do laboratório da City University por terem me recebido naquela universidade, e também, pelo auxílio com aquele triaxial que não queria funcionar de jeito nenhum. Não vou esquecer das muitas risadas e caminhadas com o amigo e colega Pedro Prietto pela cidade de Londres. O Pedro até queria me mandar para a Grécia. O motivo? Perguntem a ele.

Ao CNPq e ao PPGEC/UFRGS pelo auxílio financeiro, e também, à CAPES, juntamente com o British Council, por ter oportunizado minha ida ao exterior.

À Companhia Estadual de Energia Elétrica (CEEE) por ter cedido parte da área da subestação para que eu pudesse realizar os ensaios de campo.

À Prefeitura Municipal de Cachoeirinha pelo apoio logístico nos ensaios de campo.

À empresa Fitesa Fibras e Filamentos S/A pelo fornecimento das fibras.

Aos colegas das “bairas”, mestrandos e doutorandos, pelo convívio e amizade, e também, pelos churrascos no sítio do Lorenzi e no salão de festas do prédio da Diana.

Aos bolsistas de iniciação científica e aos funcionários do laboratório Jair e Ivan, pelo auxílio, convivência e amizade. Sem vocês o ambiente não seria tão agradável. Não vou esquecer as piadas do Jair, do Ivan e do Vinícius.

Uma agradecimento especial à equipe de campo, os funcionários Jair Floriano e João Diniz, e o apoio indispensável dos colegas e amigos Mántaras, Thomé e Michele.

Não posso deixar de fazer um agradecimento ao ex-bolsista de iniciação científica, agora quase mestre, Vinícius (popular Vini), pelo auxílio com as fibras. Não foi uma tarefa fácil desfiar quase 16 kg de fibras, as minhas tias Joana e Diana que o digam. Valeu mesmo!

Ao grupo de reuniões semanais do Nilo: Karla, Pedro, Thomé, Júlio, Giovani, Marcos, Tiago, Luciano, João, Marcelo, Luis Fernando, Zé, Luciane e os diversos bolsistas de iniciação científica, pelas discussões e amizade.

Aos colegas e direção da URI pelo apoio e incentivo.

Agradeço também à Giana pelo auxílio.

Aos meus pais pelo amor, incentivo e exemplo.

Por fim, agradeço a DEUS.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	3
1.3 DEFINIÇÕES BÁSICAS	4
1.4 DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA.....	5
1.5 ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	6
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	8
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	8
2.2 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS	9
2.2.1 O mecanismo da estabilização com cimento	10
2.2.2 Materiais apropriados para a estabilização com cimento.....	12
2.2.3 Comportamento mecânico dos solos cimentados	14
2.2.3.1 Rigidez inicial e módulos de deformação	15
2.2.3.2 Plastificação	16
2.2.3.3 Resistência	17
2.2.3.4 Deformação volumétrica.....	18
2.2.3.5 Modo de ruptura	18
2.2.3.6 Estado último	19
2.3 SOLOS REFORÇADOS	20
2.3.1 Materiais compósitos.....	21
2.3.2 Tipos de fibras empregadas como reforço	24
2.3.2.1 Fibras Vegetais.....	24
2.3.2.2 Fibras de Aço	24
2.3.2.3 Fibras Poliméricas	25
2.3.2.4 Fibras Minerais	26
2.3.3 O mecanismo do reforço de materiais compósitos fibrosos	28
2.3.4 Alterações nas propriedades do solo pela adição de fibras	37
2.3.4.1 Resistência de pico.....	38
2.3.4.2 Resistência pós-pico.....	42
2.3.4.3 Rigidez inicial.....	42
2.3.4.4 Modo de ruptura	43
2.3.4.5 Variação volumétrica	44
2.4 MÉTODOS ANALÍTICOS PARA DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE EM SOLOS ESTRATIFICADOS	44
2.4.1 Método de Vesic.....	44
2.4.2 Método de Meyerhof & Hanna.....	47
2.4.3 Método de Thomé	54

2.5 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS APOIADAS EM SISTEMAS DE DUPLA CAMADA: ESTUDOS EXPERIMENTAIS.....	55
3. CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO	59
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	59
3.2 FORMAÇÃO GEOLÓGICA E PEDOLÓGICA	61
3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SUBSOLO.....	62
3.3.1 Ensaios de campo	62
3.3.2 Ensaios de laboratório	64
4. PROGRAMA EXPERIMENTAL	71
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	71
4.2 ETAPA DE LABORATÓRIO.....	73
4.2.1 Projeto experimental.....	73
4.2.2 Análise dos resultados dos ensaios triaxiais	83
4.2.3 Equipamentos e métodos	84
4.2.4 Materiais utilizados	87
4.3 ETAPA DE CAMPO.....	91
4.3.1 Projeto experimental.....	91
4.3.2 Escavação e construção das camadas	94
4.3.3 Retirada e moldagem das amostras	96
4.3.4 Ensaio de placa	96
5. ENSAIOS TRIAXIAIS.....	101
5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	101
5.2 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DA PRIMEIRA FASE EXPERIMENTAL.....	102
5.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS DA PRIMEIRA FASE EXPERIMENTAL.....	109
5.4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DA SEGUNDA FASE EXPERIMENTAL.....	122
5.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS DA SEGUNDA FASE EXPERIMENTAL.....	139
5.5.1 Variação da porcentagem de cimento	140
5.5.2 Variação da densidade relativa.....	146
5.5.3 Variação do título das fibras	152
5.5.4 Variação da tensão de confinamento.....	154
6. ENSAIOS DE PLACA	164
6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	164
6.2 RESULTADOS E INTERPRETAÇÃO	164

7. CAPACIDADE DE CARGA.....	187
7.1 <i>CONSIDERAÇÕES INICIAIS</i>	187
7.2 <i>PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA</i>	188
7.3 <i>PREVISÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE</i>	192
8. CONSIDERAÇÕES FINAIS	197
8.1 <i>CONCLUSÕES</i>	197
8.1.1 <i>Ensaio triaxiais</i>	197
8.1.2 <i>Ensaio de placa</i>	202
8.1.3 <i>Previsão da capacidade de suporte</i>	204
8.2 <i>SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS</i>	204
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	206

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Disposição fibra-fissura idealizada (Taylor, 1994)	23
Figura 2.2 - Superfícies verticais de deslizamento (Vesic, 1975).....	45
Figura 2.3 - Superfície de ruptura do solo abaixo da sapata devido um carregamento inclinado (Meyerhof & Hanna, 1978).....	47
Figura 2.4 - Fatores de inclinação para a resistência ao cisalhamento por puncionamento (Meyerhof & Hanna, 1978)	50
Figura 2.5 - Parâmetros do cisalhamento por puncionamento através de um carregamento vertical (Meyerhof & Hanna, 1978)	50
Figura 2.6 - Coeficientes de resistência ao cisalhamento por puncionamento através de um carregamento vertical (Meyerhof & Hanna, 1978).....	51
Figura 2.7 - Resultados típicos da capacidade de suporte para perfis de solos estratificados (Meyerhof & Hanna, 1978)	52
Figura 2.8 - Superfície de ruptura do solo abaixo da sapata devido a um carregamento inclinado (Meyerhof & Hanna, 1978).....	52
Figura 3.1 - Localização do campo experimental (Menegat et al., 1998).....	60
Figura 3.2 - Perfil de resistência do solo natural obtido através de ensaio de cone elétrico (Consoli et al., 1998).....	62
Figura 3.3 - Ensaio de CPT até profundidade de 4,0m (Consoli et al., 1998) .	63
Figura 3.4 - Ensaios de placa em solo residual (Cudmani, 1994).....	63
Figura 3.5 - Curvas tensão-deformação-variação volumétrica do solo natural (Rohlfes Junior, 1996).....	68
Figura 3.6 - Curva característica do Horizonte B (Nakahara, 1995).....	70
Figura 4.1 - Curvas granulométricas dos solos	89
Figura 4.2 - Fibras de polipropileno (Montardo, 1999)	91

Figura 4.3 -	Dimensões da primeira vala (m)	95
Figura 4.4 -	Dimensões da segunda vala (m)	95
Figura 4.5 -	Sistema de reação utilizado	97
Figura 4.6 -	Sistema de medição de deslocamentos	98
Figura 4.7 -	Sistema de aquisição de dados	99
Figura 4.8 -	Montagem do sistema de reação.....	100
Figura 5.1 -	Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1: (a) 0% de cimento; (b) 7% de cimento.....	103
Figura 5.2 -	Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 reforçada com 0,25% de fibras: (a) fibras de 12 mm; (b) fibras de 24 mm; (c) fibras de 36 mm	103
Figura 5.3 -	Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 reforçada com 0,50% de fibras: (a) fibras de 12 mm; (b) fibras de 24 mm; (c) fibras de 36 mm	104
Figura 5.4 -	Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 reforçada com 0,75% de fibras: (a) fibras de 12 mm; (b) fibras de 24 mm; (c) fibras de 36 mm	104
Figura 5.5 -	Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 cimentada reforçada com 0,25% de fibras: (a) fibras de 12 mm; (b) fibras de 24 mm; (c) fibras de 36 mm	105
Figura 5.6 -	Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 cimentada reforçada com 0,50% de fibras: (a) fibras de 12 mm; (b) fibras de 24 mm; (c) fibras de 36 mm	105
Figura 5.7 -	Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 cimentada reforçada com 0,75% de fibras: (a) fibras de 12 mm; (b) fibras de 24 mm; (c) fibras de 36 mm	106
Figura 5.8 -	Influência do comprimento da fibra (CF) sobre q_{rup} (PF = 0,75%).....	111
Figura 5.9 -	Influência da porcentagem de fibra (PF) sobre q_{rup} (CF = 36 mm).....	112
Figura 5.10 -	Influência do comprimento da fibra (CF) sobre q_{ult} (PF = 0,75%).....	113
Figura 5.11 -	Influência da porcentagem de fibra (PF) sobre q_{ult} (CF = 36 mm).....	114

Figura 5.12 - Influência do comprimento da fibra (CF) sobre $E_{s(0,01\%)}$ (PF = 0,75%).....	115
Figura 5.13 - Influência da porcentagem de fibra (PF) sobre $E_{s(0,01\%)}$ (CF = 36mm).....	116
Figura 5.14 - Influência do comprimento da fibra (CF) sobre $E_{s(0,1\%)}$ (PF = 0,75%).....	117
Figura 5.15 - Influência da porcentagem de fibra (PF) sobre $E_{s(0,1\%)}$ (CF = 36 mm).....	118
Figura 5.16 - Influência do comprimento da fibra (CF) sobre I_f (PF = 0,75%).....	119
Figura 5.17 - Influência da porcentagem de fibra (PF) sobre I_f (CF = 36 mm).....	120
Figura 5.18 - Influência do comprimento da fibra (CF) sobre E_{def} (PF = 0,75%).....	121
Figura 5.19 - Influência da porcentagem de fibra (PF) sobre E_{def} (CF = 36 mm).....	121
Figura 5.20 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 cimentada (1% de cimento): (a) 0% de fibras; (b) 0,50% de fibras de 24 mm	122
Figura 5.21 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 cimentada (4% de cimento)	123
Figura 5.22 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 cimentada (10% de cimento): (a) 0% de fibras; (b) 0,50% de fibras de 24 mm	123
Figura 5.23 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 (Dr = 40%): (a) 0% de fibras; (b) 0,50% de fibras de 24 mm.....	126
Figura 5.24 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 cimentada (7% de cimento e Dr = 40%): (a) 0% de fibras; (b) 0,50% de fibras de 24 mm.....	127
Figura 5.25 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 (Dr = 100%): (a) 0% de fibras; (b) 0,50% de fibras de 24 mm.....	127
Figura 5.26 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 cimentada (7% de cimento e Dr = 100%): (a) 0% de	

fibras; (b) 0,50% de fibras de 24 mm	128
Figura 5.27 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 reforçada com 0,50% de fibras de 24 mm: (a) 17 dtex; (b) 88 dtex	131
Figura 5.28 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 cimentada reforçada com 0,50% de fibras de 24 mm: (a) 17 dtex; (b) 88 dtex.....	131
Figura 5.29 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1: (a) 0% de fibras; (b) 0,50% de fibras de 24 mm.....	133
Figura 5.30 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 cimentada (7% de cimento): (a) 0% de fibras; (b) 0,50% de fibras de 24 mm	133
Figura 5.31 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 2: (a) 0% de fibras; (b) 0,50% de fibras de 24 mm.....	135
Figura 5.32 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 2 cimentada (7% de cimento): (a) 0% de fibras; (b) 0,50% de fibras de 24 mm	136
Figura 5.33 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 3: (a) 0% de fibras; (b) 0,50% de fibras de 24 mm.....	136
Figura 5.34 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 3 cimentada (7% de cimento): (a) 0% de fibras; (b) 0,50% de fibras de 24 mm	137
Figura 5.35 - Influência da porcentagem de cimento (PC) sobre q_{rup}	141
Figura 5.36 - Influência da porcentagem de cimento (PC) sobre q_{ult}	142
Figura 5.37 - Influência da porcentagem de cimento (PC) sobre $E_{s(0,01\%)}$	143
Figura 5.38 - Influência da porcentagem de cimento (PC) sobre $E_{s(0,1\%)}$	144
Figura 5.39 - Influência da porcentagem de cimento (PC) sobre I_f	145
Figura 5.40 - Influência da porcentagem de cimento (PC) sobre E_{def}	146
Figura 5.41 - Influência da densidade relativa (D_r) sobre q_{rup} : (a) 0% de cimento; (b) 7% de cimento	148
Figura 5.42 - Influência da densidade relativa (D_r) sobre q_{ult} : (a) 0% de cimento; (b) 7% de cimento	149
Figura 5.43 - Influência da densidade relativa (D_r) sobre $E_{s(0,1\%)}$: (a) 0% de	

	camada cimentada (4% de cimento) de 0,30 m de espessura: (a) Curvas carga x recalque e tempo x recalque; (b) Curva carga x recalque medido externamente à placa	170
Figura 6.7 -	Resultados de ensaio de placa de 0,60 m de diâmetro em camada cimentada (4% de cimento) reforçada com fibras (0,25%) de 0,30 m de espessura: (a) Curvas carga x recalque e tempo x recalque; (b) Curva carga x recalque medido externamente à placa	171
Figura 6.8 -	Resultados de ensaio de placa de 0,60 m de diâmetro em camada cimentada (4% de cimento) reforçada com fibras (0,50%) de 0,30 m de espessura: (a) Curvas carga x recalque e tempo x recalque; (b) Curva carga x recalque medido externamente à placa	172
Figura 6.9 -	Resultados de ensaio de placa de 0,30 m de diâmetro em camada cimentada (7%) com e sem reforço	174
Figura 6.10 -	Resultados de ensaio de placa de 0,30 m de diâmetro em camada cimentada (4%) com e sem reforço	174
Figura 6.11 -	Resultados de ensaio de placa de 0,60 m de diâmetro em camada cimentada (4%) com e sem reforço	175
Figura 6.12 -	Modo de ruptura da (a) camada cimentada e da (b) camada cimentada reforçada com fibras	177
Figura 6.13 -	(a) Ruptura observada no ensaio de placa de 0,30 m de diâmetro realizado em camada cimentada com 7% de cimento; (b) Ruptura observada no ensaio de placa de 0,30 m de diâmetro realizado em camada cimentada com 7% de cimento e reforçada com 0,50% de fibras de 24 mm de comprimento	178
Figura 6.14 -	Mecanismo de ruptura para relações $H/D \leq 0,5$ (Thomé, 1999)	179
Figura 6.15 -	Mecanismo de ruptura para relações H/D variando de 1,0 até 2,0 (Thomé, 1999)	179
Figura 6.16 -	Ensaio de placa em camada tratada com 7% de cimento reforçada com fibras e em solo residual	181
Figura 6.17 -	Ensaio de placa em camada tratada com 4% de cimento reforçada com fibras e em solo residual	182
Figura 6.18 -	Ensaio de placa em camada tratada com 4% de cimento reforçada com fibras e resultado de uma previsão de ensaio de placa em solo residual	183
Figura 6.19 -	Resultados de ensaios de placa de 0,30 m e 0,60 m de	

diâmetro em camada cimentada com 4% de cimento com e sem reforço de fibras	186
Figura 6.20 - Resultados de ensaios de placa de 0,30 m e 0,60 m de diâmetro em camadas cimentadas com 4% e 7% de cimento.....	186
Figura 7.1 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 com 7% de cimento (amostra de campo).....	188
Figura 7.2 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 com 7% de cimento e 0,50% de fibras de 24 mm (amostra de campo).....	189
Figura 7.3 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 com 4% de cimento (amostra de campo).....	189
Figura 7.4 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 com 4% de cimento e 0,25% de fibras de 24 mm (amostra de campo).....	190
Figura 7.5 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 com 4% de cimento e 0,50% de fibras de 24 mm (amostra de campo).....	190
Figura 7.6 - Comparação dos valores de carga de ruptura (q_{rup}) experimentais e previstos	193
Figura 7.7 - Relação entre os valores de carga de ruptura (q_{rup}) experimentais e previstos	194
Figura 7.8 - Comparação entre os valores previstos e experimentais (método de Thomé, 1999)	196

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 -	Índices físicos (Nakahara, 1995)	64
Tabela 3.2 -	Análise granulométrica	65
Tabela 3.3 -	Classificação granulométrica	66
Tabela 3.4 -	Limites de Atterberg e atividade coloidal	67
Tabela 4.1 -	Níveis dos fatores controláveis fixos da primeira fase experimental	74
Tabela 4.2 -	Fatores controláveis da primeira fase experimental	75
Tabela 4.3 -	Fatores controláveis da segunda fase experimental.....	78
Tabela 4.4 -	Níveis dos fatores controláveis fixos da segunda fase experimental	79
Tabela 4.5 -	Propriedades físicas dos solos	89
Tabela 4.6 -	Características do cimento CPV-ARI (Montardo, 1999).....	90
Tabela 4.7 -	Fatores controláveis fixos	92
Tabela 4.8 -	Fatores controláveis investigados.....	92
Tabela 4.9 -	Projeto experimental dos ensaios de placa	93
Tabela 5.1 -	Propriedades mecânicas da matriz cimentada e não cimentada.....	106
Tabela 5.2 -	Propriedades mecânicas da matriz não cimentada reforçada com fibras	107
Tabela 5.3 -	Propriedades mecânicas da matriz cimentada reforçada com fibras	108
Tabela 5.4 -	Variáveis e intervalos investigados.....	110
Tabela 5.5 -	Propriedades mecânicas da matriz não reforçada.....	124

Tabela 5.6 -	Propriedades mecânicas da matriz reforçada com fibras	125
Tabela 5.7 -	Propriedades mecânicas da matriz não cimentada	129
Tabela 5.8 -	Propriedades mecânicas da matriz cimentada	130
Tabela 5.9 -	Propriedades mecânicas da matriz reforçada com fibras	132
Tabela 5.10 -	Propriedades mecânicas da matriz com e sem cimentação	134
Tabela 5.11 -	Propriedades mecânicas da matriz	138
Tabela 5.12 -	Variáveis e intervalos investigados	140
Tabela 5.13 -	Variáveis e intervalos investigados	147
Tabela 5.14 -	Variáveis e intervalos investigados	152
Tabela 5.15 -	Variáveis e intervalos investigados	155
Tabela 6.1 -	Valores de carga e de recalque na ruptura dos ensaios de placa	175
Tabela 6.2 -	Índice de fragilidade das camadas tratadas.....	185
Tabela 7.1 -	Parâmetros de resistência dos materiais	191
Tabela 7.2 -	Previsão da capacidade de suporte.....	192
Tabela 7.3 -	Parâmetros utilizados no método de Thomé (1999)	195
Tabela 7.4 -	Previsão da capacidade de suporte pelo método de Thomé (1999)	196

LISTA DE QUADROS

Quadro 4.1 -	Projeto experimental dos ensaios triaxiais da primeira fase...	77
Quadro 4.2 -	Projeto experimental relativo ao estudo da influência da densidade relativa	80
Quadro 4.3 -	Projeto experimental relativo ao estudo da influência da granulometria do solo.....	81
Quadro 4.4 -	Projeto experimental relativo ao estudo da influência do teor de cimento	82
Quadro 4.5 -	Projeto experimental relativo ao estudo da influência da tensão confinante	82
Quadro 4.6 -	Projeto experimental relativo ao estudo da influência do título da fibra	83

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

$\gamma = \gamma_{nat}$	peso específico natural do solo
ϕ	ângulo de atrito interno
ν	coeficiente de Poisson
ρ_{rup}	recalque medido na ruptura do ensaio de placa
ω	teor de umidade
θ	ângulo de inclinação da superfície de ruptura com a vertical (Vesic, 1975)
α	ângulo de inclinação da carga (Meyerhof & Hanna, 1978)
ϕ'	ângulo de atrito interno de pico
ϕ'_2	ângulo de atrito interno da camada inferior
ϕ'_{ult}	ângulo de atrito interno último
ε_a	deformação axial
$\zeta_c; \zeta_q; \zeta_\gamma$	fatores de correção quanto à forma da sapata (Vesic, 1975)
γ_d	peso específico aparente seco
ε_p	erro padrão de estimativa
γ_s	peso específico real dos grãos
AASHTO	American Association of State Highway and Transport Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A_c	atividade coloidal
ANOVA	Análise de Variância
ASTM	American Society for Testing and Materials
B	lado menor da fundação
B	parâmetro de poro-pressão de Skempton
c'	intercepto coesivo de pico
c'_1	intercepto coesivo da camada superior

c'_2	intercepto coesivo da camada inferior
c'_{ult}	intercepto coesivo último
c_a	adesão unitária
CAH	aluminato de cálcio hidratado
CBR	California Bearing Ratio
C_c	coeficiente de curvatura
C_d	fator de forma e rigidez da fundação
CEEE	Companhia Estadual de Energia Elétrica
CF	comprimento da fibra
CID	ensaios triaxiais consolidados isotropicamente drenados
C_s	fator de adesão (Meyerhof & Hanna, 1978)
CSH	Silicato hidratado de cálcio
C_u	coeficiente de uniformidade
d	diâmetro da fibra
D	diâmetro da placa ou da fundação
D_{10}	diâmetro efetivo dos grãos do solo
D_{50}	diâmetro médio dos grãos do solo
D_f	cota de assentamento da placa ou sapata
D_r	densidade relativa
e	índice de vazios
E_{def}	capacidade de absorção de energia de deformação até 10% de deformação axial
e_{max}	índice de vazios máximo
e_{min}	índice de vazios mínimo
E_2	módulo de elasticidade da camada inferior
$E_{s(0,01\%)}$	módulo de deformação secante inicial medido para 0,01% de deformação axial
$E_{s(0,1\%)}$	módulo de deformação secante inicial medido para 0,1% de deformação axial
F	fator de parâmetros
F_a	resistência de atrito mobilizado ao longo da fibra
f_s	resistência lateral (ensaio de cone)
F_t	resistência à tração da fibra

G	módulo de cisalhamento
H	espessura da camada de solo melhorado
H _f	profundidade da superfície de ruptura
HRB	Highway Research Board
I _a	índice de atividade coloidal
i _a , i _s	fatores de inclinação da carga
i _c ; i _q ; i _γ	fatores de correção quanto à inclinação da carga
I _f	índice de fragilidade
IP	índice de plasticidade
K _p	coeficiente de empuxo passivo
K _s	coeficiente de cisalhamento por puncionamento
l	comprimento da fibra
L	lado maior da fundação
l/d	fator de forma (relação entre o comprimento e o diâmetro da fibra)
LC	limite de contração
LL	limite de liquidez
LP	limite de plasticidade
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
NBR	Norma Brasileira
N _c , N _q , N _γ	fatores de capacidade de suporte
NSPT	resistência à penetração (ensaio de SPT)
P _a	pressão atmosférica
PC	porcentagem de cimento
PET	Polietileno Tereftalato
PF	porcentagem de fibra
PLT	Plate Load Test
CPV-ARI	cimento Portland de alta resistência inicial
P _p	empuxo passivo (Meyerhof & Hanna, 1978)
PV	podzólico vermelho amarelo
PVC	Acetato de Polivinila
q _{0'}	capacidade de suporte da camada superior (Vesic, 1975)
q _{0''}	capacidade de suporte da camada inferior de solo (Vesic, 1975)
q ₁	capacidade de suporte da camada superior

q_2	capacidade de suporte da camada inferior
q_{bv} e q_{tv}	componentes verticais da capacidade de suporte do solo (Meyerhof & Hanna, 1978)
q_c	resistência de ponta (ensaio de cone)
Q	carga medida no ensaio de placa
$Q_{m\acute{a}x}$	carga máxima medida no ensaio de placa
Q_{rup}	carga de ruptura do ensaio de placa
$q_{m\acute{a}x}$	tensão máxima medida no ensaio de placa
q_{rup}	tensão de ruptura do ensaio de placa
q_{ult}	tensão última medida no ensaio de placa
$q_{u2\%}$	tensão correspondente a 2% de recalque relativo
q_{rup}	tensão desvio de ruptura medida no ensaio triaxial
q_{ult}	tensão desvio última medida no ensaio triaxial
q_{uv}	capacidade de suporte última (Meyerhof & Hanna, 1978)
$R^2_{ajust.}$	coeficiente de determinação ajustado
R_f	razão de atrito (ensaio de cone)
S	grau de saturação
$S_c; S_q; S_\gamma$	fatores de correção quanto à forma da sapata (Meyerhof & Hanna, 1978)
S_s, S_a	fatores de forma
TC	tensão confinante
TF	título da fibra

OBS: Não foram inseridos nesta lista símbolos de compostos químicos de conhecimento geral.

RESUMO

Neste trabalho foram avaliadas as propriedades de resistência e deformabilidade de misturas solo-cimento-fibra. O estudo experimental consistiu de duas etapas, denominadas de etapa de laboratório e etapa de campo. Na etapa de laboratório foi verificada a influência da adição de fibras de polipropileno no comportamento tensão x deformação de um solo arenoso cimentado e não cimentado. Ensaio de resistência à compressão triaxial foram realizados para avaliar os efeitos da porcentagem de fibras, do comprimento das fibras, do diâmetro das fibras, da porcentagem de cimento, da densidade relativa, da tensão de confinamento e da distribuição granulométrica no comportamento do compósito. Na etapa de campo, o comportamento carga x recalque do solo arenoso cimentado reforçado com fibras foi avaliado, juntamente com os mecanismos de ruptura de cada compósito, através da execução de ensaios de placa de 0,30 m e 0,60 m de diâmetro sobre camadas tratadas de 0,30 m de espessura. Os métodos propostos por Vesic (1975), Meyerhof & Hanna (1978) e Thomé (1999) foram utilizados para a previsão da capacidade de suporte das camadas tratadas em campo. A partir dos resultados obtidos chegou-se às seguintes conclusões: (1) a influência da inclusão de fibras sobre as propriedades mecânicas do compósito depende fundamentalmente das propriedades da matriz; (2) a porcentagem de cimento e a tensão de confinamento exercem forte influência no comportamento mecânico do material compósito; (3) o efeito da inclusão de fibras é mais evidente para maiores comprimentos e maiores teores de fibras, sendo seu efeito mais pronunciado para materiais compósitos com maiores densidades; (4) a influência das fibras na resistência de pico e última do material depende também do diâmetro das fibras e da distribuição granulométrica do solo; (5) O comportamento carga x recalque do solo cimentado é influenciado pela adição das fibras, alterando principalmente o comportamento pós-pico e o mecanismo de ruptura; (6) os valores de previsão da capacidade de suporte das camadas cimentadas, com e sem reforço de fibras, apresentam boa aproximação com os valores experimentais.

ABSTRACT

In this work the strength and stiffness properties of a soil-cement-fiber composite were evaluated. The experimental study consisted of two stages, named laboratory stage and field stage. In the laboratory stage, it was verified the influence of polypropylene fiber inclusion on the stress-strain response of cemented and uncemented sand. Triaxial compression tests were carried out to evaluate the influence of fiber content, fiber length, fiber diameter, cement content, soil density, effective confining pressure and soil grain size distribution on soil behavior. In the field stage, the load x settlement response of the fiber-reinforced cemented sand and the failure mechanisms for each composite were evaluated. Plate load tests were carried out on 0,30 m thick soil-cement and soil-cement-fiber layers using 0,30 m and 0,60 m diameter steel plates. Vesic (1975), Meyerhof & Hanna (1978) and Thomé (1999) methods were applied with the purpose of estimating the bearing capacity of soil improvement layers. The results indicated that: (1) the influence of fiber inclusion on composite material mechanical properties depends essentially on matrix properties; (2) the cement content and confining pressure strongly affect the stress-strain behavior; (3) the effect of fiber inclusion was found to be more pronounced for longer fibers and higher fibers content, mainly for dense composites; (4) the influence of fiber inclusion on peak and ultimate strength depends on fiber diameter and soil grain size distribution; (5) the load x settlement behavior of cement-soil is changed with fiber inclusion, changing mainly the ultimate bearing capacity and the failure mechanisms; (6) the bearing capacities estimated for cement-sand and cement-fiber-sand layers shows good agreement with experimental results.

CAPITULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

A implantação de obras de engenharia construídas sobre fundações superficiais somente é possível se o solo tiver uma boa capacidade de suporte. Entretanto, é muito comum a ocorrência de áreas extensas de solos de baixa capacidade de suporte e alta deformabilidade, inviabilizando o projeto de fundações superficiais.

A solução construtiva geralmente empregada nestes locais é de fundações profundas, as quais, transferem as cargas predominantemente através de sua área lateral ou são assentadas em estratos mais resistentes para suportar as cargas de projeto. Esta solução nem sempre é viável economicamente, já que no caso de habitações populares, o custo destas fundações pode vir a ser uma parcela considerável no custo total da obra.

Outra alternativa que o engenheiro dispõe é a de remover o material existente no local e substituí-lo por outro de melhor qualidade. Ou ainda, modificar as propriedades geotécnicas do solo existente de modo a criar um novo material com capacidade de suporte adequada para constituir o solo de fundação de obras de engenharia.

As propriedades de um solo podem ser alteradas através de diferentes processos, entre os quais, a compactação mecânica e a estabilização físico-química. A técnica da estabilização de solos por processos físico-químicos tem sido alvo de inúmeros estudos realizados no PPGEC/UFRGS, com ênfase no comportamento mecânico de materiais geotécnicos cimentados artificialmente como o solo-cimento e o solo-cal (Núñez, 1991; Thomé, 1994; Prietto, 1996; Vendruscolo, 1996; Rohlfes Junior, 1996; Fogaça, 1996; Carraro, 1997; Heineck, 1998; Sales, 1998; Tessari, 1998; Thomé, 1999; Rotta, 2000), visando a utilização em fundações superficiais e em pavimentos rodoviários.

A adição de um agente cimentante contribui para a melhoria das propriedades mecânicas do solo. Entretanto, a parte inferior de uma camada artificialmente cimentada, executada sobre um solo menos resistente, estará submetida a tensões/deformações de tração quando submetida ao carregamento, provocando o seu deterioramento pelo surgimento de trincas de tração. A formação das trincas acarreta na perda da capacidade de suporte da camada cimentada, ou seja, as cargas que deveriam ser absorvidas pelo solo estabilizado são transferidas para o solo subjacente de baixa resistência.

Uma técnica que tem sido desenvolvida para melhorar o desempenho de materiais suscetíveis a problemas causados pelo surgimento de fissuras é o reforço através da inclusão de fibras, não só na área geotécnica como em outras áreas da engenharia. Embora a técnica de reforço seja utilizada há muito pela humanidade com a utilização, por exemplo, de fibras vegetais como elemento de reforço de solos, os recentes avanços na área de ciência e engenharia de materiais conduziram ao desenvolvimento de materiais mais resistentes e mais duráveis que são os materiais plásticos. A inclusão de fibras sintéticas como elemento de reforço a materiais cimentados não impede a formação de fissuras, porém, as fibras atuam no controle da propagação das mesmas beneficiando as propriedades mecânicas do material no estado pós-fissuração.

A técnica de reforço de solos pela inclusão de fibras tem sido alvo de estudo de diversos pesquisadores nos últimos anos para as mais diversas 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). Cabe destacar a experiência brasileira nessa área de solo reforçado (Silva et al., 1995; Lima et al., 1996; Bueno et al., 1996; Teodoro & Bueno, 1998; Teodoro, 1999) e também a experiência acumulada pelo PPGEC/UFRGS (Ulbrich, 1997; Consoli et al., 1997-b; Montardo, 1999; Feuerharmel, 2000; Specht, 2000; Casagrande, 2001; Homem, 2002; Heineck, 2002; Consoli et al., 2003). Esta técnica tem demonstrado eficiência quando empregada a solos cimentados e não cimentados devido à melhoria nas propriedades mecânicas conferidas aos materiais, propiciando um aumento da resistência, da ductilidade e da tenacidade, além de minimizar a queda de resistência pós-pico.

1.2 OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo geral estudar o comportamento mecânico de um solo arenoso, cimentado e não cimentado, reforçado com fibras de polipropileno distribuídas aleatoriamente visando o seu emprego como base de assentamento de fundações superficiais.

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

- Avaliar os efeitos do comprimento das fibras, porcentagem de fibras, diâmetro das fibras, porcentagem de cimento, tensão de confinamento, granulometria do solo e densidade relativa nas propriedades mecânicas do material compósito reforçado;
- Verificar a influência da adição de fibras no comportamento carga x recalque de camadas artificialmente cimentadas quando submetidas a carregamento de compressão através de uma placa;
- Determinação dos parâmetros de resistência das camadas compactadas

em campo de solo cimentado, com e sem reforço, através da realização de ensaios triaxiais drenados em amostras retiradas *in situ*.

- Verificar a aplicabilidade dos métodos de Vesic (1975), Meyerhof & Hanna (1978) e Thomé (1999) na previsão da capacidade de suporte de solos estratificados, sendo a superior cimentada, com e sem reforço de fibras.

1.3 DEFINIÇÕES BÁSICAS

Para uma melhor compreensão do presente trabalho, alguns conceitos básicos são apresentados a seguir.

Material compósito é aquele originado da combinação de dois ou mais materiais que apresenta propriedades que não são encontradas nos materiais que lhe deram origem.

Material compósito fibroso é aquele compósito em que um dos materiais constituintes tem a forma de fibra (filamentos em que uma das dimensões é muito superior às outras duas).

Os termos solo e fibras são referidos de forma genérica pelos termos matriz e reforço, respectivamente, nomenclatura usual na ciência dos materiais. A matriz ocupa a maior parte do volume total do compósito, e no caso deste trabalho, é composta de solo (matriz não cimentada) ou de solo-cimento (matriz cimentada).

Em projeto de experimentos há alguns termos que são correntemente utilizados, mas que não são usualmente empregados em geotecnia, por isso merecem destaque:

- Efeito principal do fator controlável: refere-se ao efeito individual que cada fator controlável exerce sobre uma determinada variável de resposta.

- Efeito quadrático do fator controlável: numa faixa de variação investigada, o efeito do fator sobre uma variável de resposta não necessariamente é linear. Quando a não linearidade ocorre, diz-se que o efeito é quadrático.
- Interação entre fatores controláveis: nem sempre um fator controlável exerce seu efeito sobre uma variável de resposta independentemente da presença do outro. É comum que haja interação entre dois ou mais fatores, ou seja, dependendo do estado de um fator, outro fator tem seu efeito minimizado ou maximizado.

1.4 DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA

Esta pesquisa pode ser dividida em quatro etapas: (1) revisão da literatura, (2) elaboração e desenvolvimento do programa experimental, (3) análise e discussão dos resultados e (4) redação final do trabalho.

A primeira etapa consistiu da revisão da literatura existente sobre os seguintes tópicos, julgados importantes no âmbito da pesquisa: (a) estabilização de solos com a adição de cimento Portland, descrevendo os principais mecanismos envolvidos nesse processo e o comportamento mecânico dos solos cimentados; (b) materiais compósitos com ênfase aos materiais reforçados com fibras, descrevendo as principais fibras utilizadas como reforço, o mecanismo de interação solo-fibras e a influência das fibras no comportamento mecânico do compósito; (c) métodos analíticos para a determinação da capacidade de suporte de fundações superficiais assentes em solos estratificados; (d) apresentação de alguns estudos experimentais sobre fundações superficiais apoiadas em sistemas de dupla camada.

A segunda etapa consistiu na definição dos objetivos do trabalho e na identificação do objeto de estudo, a partir disso, partiu-se para o planejamento dos experimentos com a definição dos fatores controláveis e das variáveis de resposta. Posteriormente, foram executados os experimentos contemplados no programa experimental visando a caracterização dos materiais utilizados e a determinação do comportamento mecânico do material compósito reforçado.

A terceira etapa consistiu na análise e discussão dos resultados dos ensaios de laboratório através da utilização de ferramentas estatísticas, como análise de regressão múltipla, objetivando avaliar a influência de alguns fatores relacionados à fibra (teor, comprimento e diâmetro) e outros relacionados à matriz (grau de cimentação, densidade relativa, tensão de confinamento e granulometria) no comportamento tensão x deformação do material compósito. Além disso, os resultados dos ensaios de campo são também discutidos e analisados objetivando avaliar a influência da adição de fibras no comportamento carga x recalque.

A última etapa consistiu na elaboração do relatório final da pesquisa com a formalização do conhecimento adquirido durante o desenvolvimento do projeto de pesquisa de forma a dar uma contribuição ao meio geotécnico no que se refere a solos reforçados com fibras.

1.5 ORGANIZAÇÃO DA TESE

O presente trabalho está organizado em mais sete capítulos além deste capítulo introdutório (Capítulo 1).

No Capítulo 2 é desenvolvida a revisão da literatura existente a respeito do tema deste trabalho.

O Capítulo 3 consiste de uma descrição do campo experimental onde é desenvolvida parte desta pesquisa, mais especificamente, onde foram construídas as camadas de solo tratado e onde foram realizados os ensaios de placa.

No Capítulo 4 é descrito detalhadamente o programa experimental e também é apresentada uma descrição dos materiais, dos equipamentos e dos métodos de ensaios e de construção das camadas em campo.

O Capítulo 5 consiste na apresentação e análise dos resultados dos ensaios triaxiais executados conforme o planejamento experimental.

No Capítulo 6 são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de placa realizados sobre as camadas construídas em campo de solo cimentado com e sem reforço de fibras contemplados no programa experimental.

No Capítulo 7 são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais executados com amostras retiradas de campo das camadas tratadas visando a obtenção dos parâmetros de resistência para a aplicação dos métodos de previsão da capacidade de suporte. Portanto, são também apresentados os resultados de previsão da capacidade de suporte obtidos pelos métodos de Vesic (1975), Meyerhof & Hanna (1978) e Thomé (1999), os quais, são comparados com os resultados experimentais.

No Capítulo 8 são apresentadas as conclusões do trabalho e as sugestões para futuras pesquisas relacionadas ao assunto abordado nesta pesquisa.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No presente capítulo é apresentada uma revisão da literatura sobre solos estabilizados com cimento abordando aspectos relacionados ao mecanismo da estabilização e às modificações nas propriedades mecânicas do solo com adição de cimento. Estes aspectos são relevantes para uma melhor compreensão do comportamento dos materiais compósitos cimentados, embora a estabilização com cimento não seja objetivo desta pesquisa. Neste sentido foram de grande contribuição os trabalhos desenvolvidos no PPGEC/UFRGS por Nuñez (1991), que trata sobre a estabilização físico-química de um solo residual de arenito, além dos trabalhos que abordam sobre o comportamento mecânico de solos cimentados, onde pode-se citar: Prietto (1996), Heineck (1998) e Rotta (2000).

Posteriormente, uma revisão da literatura a respeito das propriedades de diversos tipos de fibras que são utilizadas como elemento de reforço em engenharia civil é apresentada. Aspectos sobre o comportamento de solos reforçados com fibras também é abordado neste capítulo. Os trabalhos desenvolvidos por Ulbrich (1997), Montardo (1999), Specht (2000), Feuerharmel (2000), Casagrande (2001), Teodoro (1999) e Heineck (2002) foram de grande contribuição.

Por último, uma abordagem sobre a determinação da capacidade de suporte de fundações superficiais assentes em perfis de solos não homogêneos e sobre alguns estudos experimentais de fundações superficiais apoiadas sobre dupla camada são apresentados. Cabe destacar os trabalhos desenvolvidos por Sales (1998), Tessari (1998) e Thomé (1999).

2.2 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

Denomina-se estabilização de solos, de acordo com Ingles & Metcalf (1972), a aplicação de processos e técnicas que busquem a melhoria das propriedades mecânicas desses materiais. O aumento da resistência, da rigidez e da durabilidade são algumas das alterações mais importantes nas propriedades mecânicas do solo.

A estabilização de solos é uma técnica antiga desenvolvida principalmente para pavimentação, porém, tal conjunto de processos tem sido largamente utilizado, não somente na área de pavimentos, mas em diversas outras áreas como fundações, contenção de taludes e barragens.

A melhoria das propriedades físicas do solo pode ser obtida de várias formas, como por exemplo, por compactação, drenagem, estabilização granulométrica, estabilização por processos físico-químicos, estabilização térmica, injeções de materiais estabilizantes, entre outras (Mitchell & Katti, 1981).

Em função deste grau de alteração, muitos autores distinguem os termos solo estabilizado e solo melhorado ou tratado. Para Núñez (1991), o termo solo estabilizado designa misturas de solo e aditivo com características de durabilidade e resistência que permitam o seu emprego como base de pavimentos rodoviários. Já o termo solo melhorado é empregado a misturas de solo e aditivo que não apresentam características suficientes para emprego como base de pavimentos devido ao seu baixo teor de aditivo, embora ocorram alterações em suas propriedades mecânicas.

De acordo com Ingles & Metcalf (1972), a adição de pequenas quantidades

de cimento, até 2%, modifica as propriedades do solo, enquanto que quantidades maiores alterarão radicalmente as suas propriedades.

2.2.1 O Mecanismo da estabilização com cimento

O mecanismo de combinar solo com cimento é muito similar ao concreto. A distinção está no agregado, que no concreto possui uma granulometria grossa e as partículas de cimento envolvem o agregado granular ligando suas partículas, dando considerável resistência ao concreto. Já no solo-cimento, as partículas de cimento são envolvidas pelos grãos de solos finos resultando em ligações menos resistentes.

Handy (1958) enfatizou que as ligações químicas que se desenvolvem entre o cimento e as superfícies minerais são mais importantes nas misturas de granulação mais fina, como a do solo-cimento, do que em misturas de graduação grosseira, tal qual o concreto.

Nishida & Kawamura (1971) sugeriram que a resistência do solo-cimento seria principalmente originada por ligações químicas secundárias, tais como forças de Van der Waals, que atuam entre as partículas de quartzo ou feldspato e as de gel de cimento hidratado.

A formação de produtos de reações secundárias devido à reação da cal liberada durante a hidratação, com caulinita e montmorilonita, foi demonstrada por Herzog & Mitchell (1963). Foi sugerido pelos autores que o processo de endurecimento do solo-cimento se deve à cimentação de partículas de argila pelos produtos de hidratação e pelos produtos de reações secundárias. A rigidez e a resistência do solo-cimento foram atribuídas à formação de um esqueleto composto por estes materiais através da massa do solo.

Moh (1965) estudou a natureza dos produtos de reações secundárias formadas a partir de quartzo, caulinita e silicato tricálcico e identificou silicatos e aluminatos de cálcio. O autor observou reduções nos picos de difração do quartzo e do hidróxido de cálcio, bem como a formação de CSH fracamente cristalizado. Essas

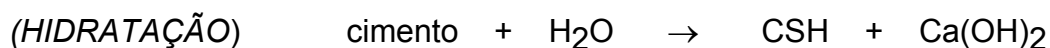
observações parecem provar que as superfícies das partículas de quartzo são dissolvidas no meio alcalino e convertidas em gel silicato.

As reações que ocorrem no sistema solo-cimento podem ser divididas em reações primárias e reações secundárias. Em solos muito granulares e sem argila, a ação cimentante se dá através dos produtos das reações primárias, já em solos predominantemente argilosos, a ação cimentante se dá através das reações secundárias.

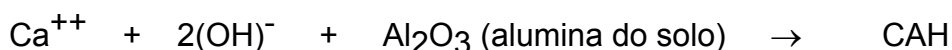
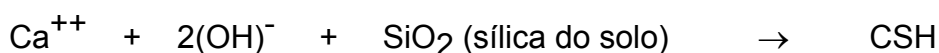
A partícula de cimento Portland é uma substância heterogênea contendo fases silicatadas (C_3S, C_2S) e fases aluminosas (C_3A, C_4AF), onde, $C=CaO$, $S=SiO_2$, $A=Al_2O_3$, $F=Fe_2O_3$ e $H=H_2O$.

Conforme descrito por Moh (1965), as reações solo-cimento podem ser representadas como:

REAÇÕES PRIMÁRIAS



REAÇÕES SECUNDÁRIAS



Portanto, na primeira fase, onde ocorrem as reações primárias, é produzida a cal. Na segunda fase, onde ocorrem as reações secundárias, as substâncias cimentantes são formadas sobre a superfície das partículas de argila ou em sua vizinhança, causando a floculação dos grãos de argila cimentados nos pontos de contato.

Noble (1967) também explicou o mecanismo de reação de argilominerais com cimento portland e atribuiu o ganho de resistência, observado em corpos de prova curados por sete dias, a:

- floculação inicial das partículas de argila que facilita a cimentação;
- hidratação do cimento, com geração de partículas cimentantes de grande superfície específica, e possível combinação química de sílica e alumina com hidróxido de cálcio para produção adicional de partículas cimentantes;
- cristalização do hidróxido de cálcio, que cimenta as partículas discretas e as flocula.

O mesmo autor observou, entretanto, que a hidratação de grãos de cimento pode ser inibida pelo encapsulamento do cimento por argilas de granulação muito fina e por géis de CSH e/ou CAH recém formados.

Ceratti & Casanova (1988) dividem o processo de estabilização com cimento em duas fases distintas. A primeira fase consiste na hidrólise do cimento. Nesta etapa há a formação da cal, o pH se eleva a até aproximadamente 12 e a mobilidade da fase líquida é diminuída. Após alguns minutos se observa forte floculação. A segunda fase se caracteriza pela formação de substâncias cimentantes sobre as superfícies das partículas de argila ou em sua vizinhança causando a cimentação dos grãos de argila floculados nos pontos de contato.

2.2.2 Materiais apropriados para a estabilização com cimento

Qualquer solo, com a exceção de materiais altamente orgânicos, pode ser estabilizado com cimento e melhorar as suas propriedades.

A matéria orgânica pode retardar ou impedir a hidratação do cimento em misturas solo-cimento. Uma razão é que a matéria orgânica absorve os íons cálcio e,

portanto, a adição de cal hidratada pode permitir que o solo seja tratado com cimento. Além disso, a presença de sais, especialmente sulfatos, bem como um pH ácido, são fatores que também inibem o desenvolvimento da resistência de um solo tratado com cimento.

O conhecimento da composição do solo pode ser utilizado para indicar se determinado tipo de solo terá uma estabilização bem sucedida, além de auxiliar na seleção do agente cimentante mais apropriado. Croft (1967) concluiu que alguns argilominerais interferem na ação estabilizante do cimento. Solos caulíníticos ou ilíticos são mais apropriados para estabilização com cimento do que solos que contém grandes quantidades de argilominerais expansivos. A ação do cimento nos argilominerais é reduzir o índice de plasticidade e aumentar o limite de contração. A estabilidade do solo-cimento ao intemperismo depende da composição do solo.

A Associação de Cimento Portland adota os critérios da AASHTO e estipula que, na execução de solo-cimento, os solos empregados devem ter as seguintes características:

- diâmetro máximo = 75 mm
- passando na peneira 4 (4.8mm) $\geq 50\%$
- passando na peneira 40 (0.42mm) de 15 a 100%
- passando na peneira 200 (0.075mm) $\leq 50\%$
- limite de liquidez $\leq 40\%$
- índice de plasticidade $\leq 18\%$

Para Ingles & Metcalf (1972), solos com grande quantidade de argila são difíceis de misturar e requerem grande quantidade de aditivos para uma alteração significativa em suas propriedades.

Com respeito ao cimento, de acordo com Ingles & Metcalf (1972), qualquer tipo de cimento pode ser usado na estabilização, embora o cimento Portland comum seja o mais comumente utilizado. O uso de cimento de alta resistência inicial pode ser útil em solos orgânicos devido ao seu maior teor de cálcio que pode

contrabalançar a presença de matéria orgânica. Agentes retardadores de pega podem ser utilizados para minorar o efeito de demora na compactação sobre a resistência.

2.2.3 Comportamento mecânico dos solos cimentados

Os solos cimentados, rochas brandas e outros materiais similares constituem uma classe de materiais situados em uma área intermediária entre a Mecânica dos Solos tradicional e a Mecânica das Rochas. Existem aspectos do comportamento de rochas brandas que apresentam vários pontos em comum com o comportamento de materiais granulares cimentados natural ou artificialmente (Yoshinaka & Yamabe, 1981). O efeito de baixos a moderados graus de cimentação, de origem natural ou artificial, sobre o comportamento tensão x deformação de solos arenosos, quando submetidos a carregamento estático ou dinâmico, tem sido alvo de diversas pesquisas. Em meio marinho é possível encontrar materiais naturalmente cimentados pela precipitação de carbonato de cálcio (Saxena & Lastrico, 1978; Cuccovilo & Coop, 1993).

A adição de agentes cimentantes ao solo, especialmente de cimento Portland, é adotada como um processo usual na melhoria das características mecânicas de materiais, e o uso na solução de problemas geotécnicos de diferentes naturezas tem se tornado prática corrente (Mitchell & Katti, 1981; Maher & Ho, 1993). Resíduos como cal de carbureto e cinza volante também têm sido utilizados como agente cimentante. Consoli et al. (2001) utilizaram estes resíduos para estabilizar um solo residual de arenito Botucatu. Segundo os autores, a resistência ao cisalhamento e a rigidez do material estabilizado aumentou significativamente quando comparado ao solo sem aditivo.

Para Clough et al. (1981) os fatores que influenciam no comportamento mecânico de uma areia cimentada podem ser enumerados como sendo o grau de cimentação, a densidade, a tensão de confinamento, a distribuição granulométrica, a forma das partículas e a natureza do agente cimentante.

2.2.3.1 Rigidez Inicial e módulos de deformação

A adição de cimento provoca um aumento da rigidez do solo, conforme já verificado por diversos autores (Clough et al., 1981, Leroueil & Vaughan, 1990; Prietto et al., 1997).

Segundo Chang & Woods (1992) o módulo de cisalhamento das areias cimentadas cresce com o incremento da cimentação, sendo que o gradiente desta variação não é constante. Portanto, o módulo é afetado pelo grau de cimentação, por propriedades do material cimentante e pelas características granulométricas do solo. Os autores definem o nível de cimentação como sendo a relação entre o volume de material cimentante e o volume de vazios da amostra.

Bressani (1990) estudou o comportamento de um solo artificial cimentado com diferentes composições, graus de cimentação e índice de vazios. O autor mostrou que o solo artificial exibe uma queda na rigidez normalizada com a tensão de confinamento, a qual não é comum para solos não cimentados.

A rigidez inicial pode diminuir na presença de altas tensões de confinamento (Gens & Nova, 1993). Conforme a tensão de confinamento aumenta, existe uma transição entre um comportamento dilatante e frágil para um comportamento compressível e dúctil.

Heineck (1998), Rotta (2000) e Consoli et al. (2000) realizaram ensaios triaxiais em solos artificialmente cimentados sob cura confinada e não confinada. Os autores constataram uma queda na rigidez para as amostras curadas de forma não confinada em relação às curadas sob tensão. Isto foi atribuído principalmente a mudanças no índice de vazios de cura das amostras e à destruição de parte da estrutura cimentada das amostras curadas sob pressão atmosférica devido à aplicação da tensão confinante.

2.2.3.2 Plastificação

Para Leroueil & Vaughan (1990) o ponto de plastificação se caracteriza por uma descontinuidade no comportamento tensão x deformação. A plastificação da estrutura é demonstrada por uma mudança irreversível, após a tensão de plastificação, da rigidez e da resistência do material.

Os resultados dos ensaios triaxiais realizados em solo cimentado apresentados por Schnaid et al. (2001) indicam uma curva tensão x deformação muito rígida inicialmente, aparentemente linear, até um ponto de plastificação bem definido, a partir do qual o solo experimenta deformações plásticas crescentes até a ruptura.

O solo cimentado sob compressão isotrópica e uni-direcional apresenta uma tensão de plastificação mais pronunciada em relação ao solo não cimentado, a qual, aumenta com o aumento da cimentação (Coop & Atkinson, 1993). Os autores sugerem que mesmo após a ligação cimentante ser totalmente quebrada, uma compressão adicional considerável seria necessária para estabelecer, no solo cimentado, a mesma estrutura do solo não cimentado.

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

Para Rotta et al. (2001-a) o valor da tensão isotrópica de início da plastificação do material é uma função do índice de vazios e do teor de cimento existente durante a formação da cimentação. Em amostras cimentadas curadas num mesmo índice de vazios, a tensão isotrópica de início de plastificação do material será tanto maior quanto maior for o teor de cimento. Resultados semelhantes também foram obtidos por Huang & Airey (1998) em areias calcárias artificialmente cimentadas. Por outro lado, amostras com mesmo teor de cimento, a tensão isotrópica de início de plastificação do material será tanto maior quanto menor for o índice de vazios existente durante a formação da cimentação.

2.2.3.3 Resistência

O comportamento de resistência do solo pode ser melhor compreendido se as três componentes de resistência ao cisalhamento forem bem entendidas: coesão, dilatância e fricção, segundo Saxena & Lastrico (1978). A coesão abrange toda e qualquer cimentação, natural ou artificial, ou ligações entre partículas. A fricção e dilatância são componentes difíceis de serem separadas, mas ambas são uma função direta da força normal atuante no plano de cisalhamento. A parcela de coesão da resistência ao cisalhamento de um solo cimentado é predominante em pequenas deformações. Além de um certo nível de deformações, ocorre uma quebra gradual da cimentação e a resistência friccional torna-se predominante. Para grandes deformações há uma destruição completa da cimentação estrutural e a resistência ao cisalhamento é de natureza completamente friccional.

Clough et al. (1981) e Chang & Woods (1992) estudaram o comportamento mecânico de areias cimentadas sob carregamento estático. Os autores concluíram que as areias cimentadas com considerável porcentagem de finos e com melhor distribuição granulométrica são mais resistentes do que aquelas com poucos finos e mal graduadas. Eles explicam que as areias com finos possuem um número maior de pontos de contato permitindo uma maior quantidade de vínculos cimentantes entre os grãos de areia. Eles verificaram também que, para um mesmo teor de cimento, o efeito da cimentação é menor em areias fofas do que em areias densas. Clough et al. (1981) observaram também que a resistência de pico aumenta com o grau de cimentação e que a deformação necessária para mobilizá-la diminui. Observaram também que o valor do ângulo de atrito do solo cimentado é da mesma ordem de grandeza do ângulo de atrito do solo não cimentado.

Alguns autores divergem quanto à influência da cimentação no ângulo de atrito interno. Para Lade & Overton (1989) o aumento do ângulo de atrito é causado pelo maior intertravamento proporcionado pelos grãos maiores formados a partir da cimentação dos grãos menores. Entretanto, segundo Schnaid et al. (2001) a resistência ao cisalhamento de solos arenosos cimentados pode ser expressa em função apenas do ângulo de atrito interno do material desestruturado e de sua

resistência à compressão simples.

Rotta et al. (2001-b) demonstraram que a contribuição da cimentação na resistência é tanto mais significativa quanto maior a densidade da amostra durante a formação de sua estrutura cimentante.

Além de fatores como densidade e nível de cimentação, o tipo de agente cimentante também exerce influência sobre o comportamento mecânico de materiais cimentados. Ismail et al. (2002) investigaram a influência do tipo de cimento sobre a resistência ao cisalhamento de um solo calcário cimentado. Os autores concluíram que as amostras cisalhadas com cimento Portland exibem maior resistência à compressão triaxial do que as amostras cimentadas com gesso e calcita, embora os diferentes teores utilizados dos três agentes cimentantes conduzissem à mesma resistência à compressão simples.

2.2.3.4 Deformação volumétrica no cisalhamento

O comportamento observado por Yoshinaka & Yamabe (1981) parece ser típico de materiais cimentados. Na faixa de tensões confinantes onde o material apresenta comportamento frágil, as deformações volumétricas podem ser separadas em dois estágios: no início do cisalhamento ocorre uma contração inicial até um ponto próximo à ruptura e, posteriormente ocorre um comportamento expansivo, cuja taxa de dilatação decresce gradualmente à medida que o cisalhamento progride, tendendo a um estado último onde não há variação volumétrica.

Quanto maior for o teor de cimento, maior será a variação volumétrica para as deformações axiais iniciais, segundo observações de Clough et al. (1981).

2.2.3.5 Modo de ruptura

Considerando amostras artificial e naturalmente cimentadas, o modo de

ruptura de areias fracamente cimentadas é frágil a baixas tensões de confinamento e dúctil para tensões mais elevadas. Segundo Clough et al. (1981), para baixas tensões de confinamento a contribuição da cimentação é mais significativa que a componente friccional. Por outro lado, para tensões de confinamento maiores, a componente friccional torna-se mais eficiente e o comportamento torna-se dúctil. No caso de areias fortemente cimentadas, a contribuição do cimento é mais significativa mesmo para tensões confinantes mais elevadas, portanto, o comportamento será frágil.

Yoshinaka & Yamabe (1981) avaliaram a maior ou menor fragilidade de rochas brandas através do índice de fragilidade, o qual é definido como:

$$I_f = \frac{q_{rup}}{q_{ult}} - 1 \quad [2.1]$$

onde q_{rup} é a tensão de ruptura e q_{ult} é a tensão última. Quanto maior o valor do índice de fragilidade maior é a fragilidade do material, ou seja, $I_f = 0$ significa que o material possui um comportamento dúctil.

2.2.3.6 Estado último

O estado último é definido onde tanto a tensão de cisalhamento quanto a deformação volumétrica se tornam constantes com a deformação de cisalhamento. A dificuldade de caracterização do estado último de materiais cimentados quando se verifica a ruptura frágil foi constatada por diversos autores (Yoshinaka & Yamabe, 1981; Coop & Atkinson, 1993).

Um material submetido a baixas tensões de confinamento tende ao estado crítico a grandes deformações, com cisalhamento a volume constante. Já no caso de tensões confinantes altas, o pico e a resistência última devem coincidir e aproximar-se do estado crítico (Leroueil & Vaughan, 1990).

De acordo com Clough et al. (1981), a resistência última das amostras cimentadas é muito próxima da apresentada pelas não cimentadas. Outro aspecto interessante é a relativa similaridade entre os ângulos de atrito últimos de todos os solos estudados, tanto naturais como artificiais, contrariando a diversidade encontrada nos valores de pico.

2.3 SOLOS REFORÇADOS

A técnica de reforço de solos é conhecida e empregada há muito tempo pela humanidade. Na antigüidade, hastes de bambu e junco eram empregadas no reforço de tijolos de barro e solos granulares para auxiliar na construção de diversas obras de terra. Illston (1994) cita que a palha também foi utilizada no reforço de tijolos argilosos. As muralhas de Ziggurat e de Agar Quf, na Mesopotâmia (1400 A.C), foram construídas empregando-se camadas intercaladas de solo e mantas de raízes. Partes da Muralha da China foram construídas também com inclusões de mantas de raízes. Há evidências do emprego desta técnica também no Peru onde os Incas construíram estradas de solo reforçado com lã de lhama, as quais resistem até os dias atuais (Palmeira,1992). São também conhecidas aplicações de mantas de folhas e galhos sobre camadas de solos moles antes da construção de aterros no interior do Brasil e em outros países.

A aplicação pioneira do que mais se aproximaria de um geossintético dos dias de hoje foi provavelmente a utilização de mantas de algodão como reforço de pavimentos pelo Departamento de Estradas da Carolina do Sul (EUA), em 1926.

No contexto atual, solos reforçados começaram a ser empregados quando Vidal (1969) patenteou a técnica denominada terra armada. Este tipo de reforço consiste na introdução de tiras metálicas conectadas à face do maciço, a qual, é constituída de painéis de concreto.

As necessidades da indústria aeronáutica e automobilística provocaram grandes avanços tecnológicos na área dos materiais plásticos. Materiais sintéticos

como o kevlar, com densidade menor que a unidade e com resistência à tração que supera cinco vezes a do aço, é um exemplo disso.

Portanto, os geossintéticos vêm cada vez mais se consolidando como um importante material de construção em países desenvolvidos. No Brasil, o uso incipiente de geossintéticos data do início dos anos 70, entretanto, sua utilização ainda é lenta quando comparada a países do primeiro mundo.

Entende-se por geossintético o material sintético, em geral oriundo da indústria petroquímica, empregado como inclusão em obras geotécnicas com variadas finalidades. Vários são os tipos de geossintéticos disponíveis, podendo ser citados os geotêxteis, geogrelhas, georedes, geomembranas, tiras, fibras e geocompostos (Palmeira, 1992). Os geotêxteis são os mais tradicionalmente conhecidos, sendo compostos de fibras têxteis ordenadas ou dispostas aleatoriamente (tecido e não-tecido), sendo utilizados como elementos de reforço, separação, drenagem, filtração e proteção. As geogrelhas caracterizam-se pela combinação de membros transversais e longitudinais em formato de grelha. As georedes são estruturas planas com elevado volume de vazios para utilização como meio drenante. As geomembranas se constituem de elementos de baixíssima permeabilidade para utilização como barreiras impermeáveis em barragens, reservatórios, canais, depósitos de lixo e rejeitos industriais. O geocomposto foi um termo criado para agrupar os materiais resultantes da combinação dos geossintéticos apresentados acima. Tiras plásticas são elementos utilizados como reforço em que uma dimensão é muito maior que as demais. O fibrosolo consiste na mistura de solo e fibras sintéticas que pode ser aplicado a pavimentos (Specht, 2000; Homem, 2002), aterros sobre solos moles, estabilidade de taludes (Zornberg, 2002) e além de outras aplicações como em *liners* de cobertura de aterros sanitários (Heineck, 2002) e em fundações superficiais (Casagrande et al., 2002).

2.3.1 Materiais compósitos

As propriedades do material resultante da combinação de outros materiais,

denominado material compósito, dependem das características de cada componente da mistura. Segundo Budinski (1996), materiais compósitos são a mistura de dois ou mais materiais diferentes com características inferiores ao do material resultante. Os materiais compósitos são constituídos por duas fases: a matriz (resinas epóxi, concretos, silicones, argamassas, etc.) e o elemento de reforço (fibras, aço, etc.).

Os materiais cerâmicos tem grande aplicabilidade em engenharia civil. Nesta categoria estão incluídos todos os materiais baseados em cimento Portland como o solo-cimento, argamassa e concreto. Estes materiais possuem características semelhantes como alta rigidez, fragilidade e baixa resistência à tração. Por outro lado, os polímeros possuem características distintas dos materiais cerâmicos, como baixo módulo de elasticidade, ductilidade variável e resistência à tração moderada (Taylor, 1994).

A combinação dos materiais cerâmicos com polímeros resulta em um material compósito com características mecânicas mais apropriadas do ponto de vista de engenharia civil em relação aos materiais que lhe deram origem. No caso da combinação de fibras poliméricas com materiais cerâmicos, as fibras atuam controlando a propagação de fissuras e distribuindo melhor as tensões. Elas mantêm as interfaces das fissuras juntas, e isto, segundo Hannant (1994), beneficia as propriedades mecânicas do estado pós-fissuração, ou seja, ocorre um aumento da ductilidade.

O maior potencial dos materiais compósitos fibrosos está no estado pós-fissuração, onde as fibras contribuem de forma mais efetiva na resistência do material, aumentando a capacidade de absorção de energia. Isto ocorre porque a deformação necessária para causar fissuras na matriz cimentada é muito inferior à elongação das fibras. Taylor (1994) acredita que para haver um acréscimo de resistência pré-fissuração do compósito será necessária a utilização de uma fibra mais rígida que a matriz, bem como a aderência do reforço com a matriz deve ser tal que impeça movimentos relativos entre as duas partes.

Os principais parâmetros relacionados com o desempenho dos materiais

compósitos cimentados, segundo Taylor (1994), são: teor de fibras, módulo de elasticidade das fibras, aderência entre fibras e matriz, resistência das fibras e comprimento da fibras.

O equacionamento do equilíbrio de forças idealizado (Equação 2.3) no momento em que a fibra é solicitada no compósito foi apresentado por Taylor (1994) e é esquematicamente mostrado na Figura 2.1. A relação l/d (comprimento/diâmetro da fibra) ou fator de forma é proporcional ao quociente entre a resistência à tração da fibra (F_t) e a resistência de aderência entre a fibra e a matriz (F_a). Se a fibra tem uma alta resistência à tração, como por exemplo, o aço, a resistência de aderência deverá ser alta para impedir o arrancamento antes que a resistência à tração seja totalmente mobilizada, ou então, fibras de alta relação l/d deverão ser utilizadas.

$$\frac{\pi d^2}{4} \cdot F_t = \pi \cdot d \cdot \frac{l}{2} \cdot F_a \quad [2.2]$$

$$\frac{l}{d} = \frac{F_t}{2F_a} \quad [2.3]$$

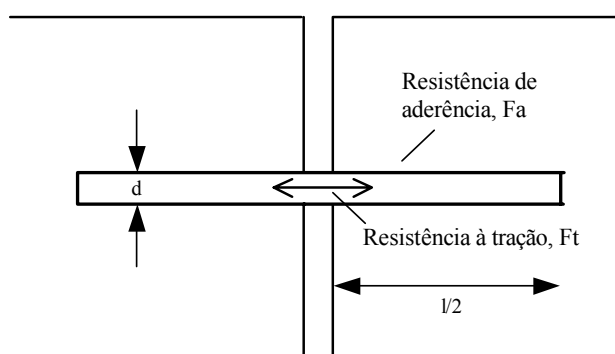


Figura 2.1 – Disposição fibra-fissura idealizada (Taylor, 1994)

2.3.2 Tipos de fibras empregadas como reforço

A variedade de fibras utilizadas em reforço de materiais de construção, como o gesso, argamassas, concretos e solos coesivos e granulares, diferem entre si pela sua composição química e física, características mecânicas e sua resistência a meios agressivos. As fibras comumente utilizadas como elemento de reforço de materiais cerâmicos são as vegetais, poliméricas, minerais e de aço.

2.3.2.1 Fibras Vegetais

O reforço de materiais com fibras vegetais é conhecido há milênios. Dentre as fibras vegetais comumente utilizadas podemos citar as fibras de coco, juta, sisal e celulose. Hannant (1994) acrescenta ainda as fibras de bambu, capim elefante, malva, piaçava, linho e cana-de-açúcar.

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

2.3.2.2 Fibras de Aço

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 0,1 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).

2.3.2.3 Fibras Poliméricas

As fibras plásticas são obtidas dos polímeros que, conforme sua estrutura química, originam um tipo específico de fibra. A utilização desse tipo de fibra em reforço de materiais de construção é uma técnica recente. Dentre os diversos produtos obtidos destacam-se os seguintes: polipropileno, poliamida (nylon), polietileno e poliéster.

a) Fibras de Polipropileno

As fibras de polipropileno são constituídas de um material polimérico chamado termoplástico. Possuem grande flexibilidade e tenacidade. O módulo de elasticidade é menor do que qualquer outra fibra comumente utilizada, da ordem de 8 GPa. A resistência à tração é de aproximadamente 400 MPa. São resistentes a uma variedade de produtos químicos e aos álcalis, porém, são sensíveis à radiação ultravioleta. No entanto, quando no compósito, esta preocupação é irrelevante segundo John (1987), citado por Palmeira (1992), porque o material polimérico, neste caso, fica enterrado.

b) Fibras de Poliéster

As fibras de poliéster são mais densas, mais rígidas e mais resistentes do que

as fibras de polipropileno. Elas podem ser usadas para as mesmas aplicações que as de polipropileno, porém, a melhoria no desempenho deve justificar o seu maior custo (Taylor, 1994). Um dos poliéster mais conhecido é o polietileno tereftalato (PET), utilizado como material de constituição de garrafas plásticas descartáveis. Como essas garrafas depois de utilizadas acabam se transformando em resíduos, sua reutilização na forma de fibras poderia reduzir a relação custo/benefício desse material como reforço de solos. Além disso, contribuiria para minimizar o problema ambiental.

c) Fibras de Polietileno

As fibras de polietileno têm um módulo de elasticidade baixo, são fracamente aderidas à matriz cimentada e são altamente resistentes aos álcalis. Sua durabilidade é alta, mas apresentam maiores deformações de fluência quando comparadas com as fibras de polipropileno. Entretanto, polietileno de alta densidade tem sido desenvolvido para aumentar o módulo e a aderência com a matriz. As fibras de polietileno são encontradas comercialmente na forma de monofilamentos picados ou malhas contínuas.

d) Fibras de Poliamida

As fibras de poliamida receberam o nome comercial de Kevlar. Há a fibra kevlar 29, com resistência mecânica da ordem de 3000 MPa e módulo de elasticidade intermediário de aproximadamente 64 GPa, e também, a fibra Kevlar 49, com alto módulo de elasticidade (300 GPa) e a mesma resistência mecânica.

2.3.2.4 Fibras Minerais

As fibras minerais são classificadas em fibras de vidro, carbono e amianto.

a) Fibras de Vidro

As fibras de vidro são geralmente manufaturadas na forma de “cachos”, ou seja, fios compostos de centenas de filamentos individuais. O diâmetro dos filamentos individuais depende das propriedades do vidro, do tamanho do furo por onde são extrusados e da velocidade de extrusão, mas geralmente são da ordem de 10 μm (Taylor, 1994). As fibras de vidro produzidas a partir do vidro tipo E, cerca de 99%, são atacadas pelos álcalis presentes nos materiais baseados em cimento Portland. Uma fibra especial resistente aos álcalis, denominada comercialmente de “Cem-Fil”, está sendo desenvolvida para o uso em pastas cimentadas.

b) Fibras de Carbono

São baseados na leveza e na resistência das ligações entre os átomos de carbono. As fibras de carbono têm de 5 μm a 10 μm de diâmetro e são formadas por agrupamentos contendo até 20 mil filamentos (Higgins, 1994).

As fibras de carbono podem ser divididas em duas categorias: fibras de alta resistência (resistência à tração de aproximadamente 2400 MPa e módulo de elasticidade de 240 GPa) e fibras de alto módulo (resistência à tração de 2100 MPa e módulo de 420 GPa). A resistência da ligação da fibra com a matriz deve ser relativamente alta, caso contrário, não ocorrerá a máxima mobilização da resistência da fibra, ou seja, as fibras serão arrancadas sob cargas menores.

c) Fibras de Amianto

As fibras de amianto apresentam uma resistência à tração média de 1000 MPa. O módulo de elasticidade é de aproximadamente 160 GPa. O diâmetro é muito pequeno, aproximadamente 1 μm .

Alguns países têm mobilizado esforços para coibir o uso de amianto na construção civil devido aos danos provocados à saúde. Outro problema relacionado a este produto é o seu comportamento frágil e a sua baixa resistência ao impacto.

2.3.3 O mecanismo do reforço de materiais compósitos fibrosos

Os fatores que afetam o comportamento do compósito solo-fibra são muito complexos. São inúmeras as combinações de variáveis que alteram de forma significativa os mecanismos de interação. Para uma dada combinação de variáveis, o resultado obtido pode ser o desejado para uma dada aplicação do compósito, porém, pode não ser para outra.

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.

Um modelo teórico para prever o comportamento de uma areia reforçada com fibras foi proposto por Gray & Ohashi (1983). Ensaio de cisalhamento direto foram executados com areia, nos estados fofo e denso, reforçada com fibras naturais, sintéticas e metálicas. Os resultados mostraram que a inclusão da fibra aumentou a resistência ao cisalhamento de pico e reduziu a queda pós-pico. Foi possível observar a existência de uma tensão de confinamento crítica onde, abaixo desta, as fibras são arrancadas e, acima desta, as fibras são alongadas. As fibras com módulo baixo comportaram-se como uma inclusão extensível, ou seja, não romperam durante o ensaio. O aumento do comprimento das fibras resultou num aumento da

resistência, porém, esse aumento é verificado até um certo limite, a partir do qual, este efeito não é mais observado. A orientação das fibras com relação à superfície de cisalhamento também é considerada no modelo. Fibras orientadas a 60° da superfície de ruptura são mais efetivas para o aumento da resistência ao cisalhamento.

Freitag (1986) investigou os efeitos da inclusão de fibras na resistência à compressão simples de um solo residual de calcário compactado. 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 a 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 do que o 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 semelhante ao 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 efetivo a contribuição da fibra no aumento da resistência ao cisalhamento, porém, o crescimento da resistência ao cisalhamento com o aumento do teor de fibra é observado até um certo limite.

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

Após um amplo programa experimental, Maher & Gray (1990) concluíram que o aumento da resistência é função das propriedades da areia (gradação, tamanho e forma das partículas) e da fibra (teor, relação l/d e módulo). A resistência diminui com o aumento do tamanho médio e da esfericidade das partículas de areia, por outro lado, há um acréscimo da resistência com o aumento do coeficiente de uniformidade da areia, do teor de fibras, do módulo das fibras e da relação l/d . O modelo proposto pelos autores para prever o comportamento do solo reforçado com fibras é baseado num modelo aplicado a concreto reforçado com fibras. Em geral, há um razoável ajuste entre os valores experimentais e os previstos pelo modelo. Entretanto, ainda há a necessidade de um melhor refinamento do modelo, principalmente em relação a estimativa da espessura da zona de cisalhamento.

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

Maher & Ho (1993) estudaram o comportamento de uma areia artificialmente

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

As propriedades mecânicas 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 em um solo argiloso e outro arenoso. Nenhuma mudança significativa foi verificada nos parâmetros de compactação quando da adição de fibras. Independentemente do teor e do comprimento da fibra, a resistência à compressão do solo argiloso reforçado foi sempre superior à do solo sem reforço. Por outro lado, o solo arenoso é

sensível às variações de comprimento e teor de fibra. Um aumento da capacidade de suporte dos solos foi verificado com a adição das fibras através dos ensaios de placa.

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

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

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

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

Ulbrich (1997) e Consoli et al. (1998-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. Montardo et al. (2001) observaram que a influência da inclusão de fibras depende fundamentalmente das propriedades mecânicas da fibra e da matriz. 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-b) 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.

O controle da fissuração também é uma função que pode ser atribuída à fibra. Neste sentido, Teodoro (1999) incluiu em seu programa experimental a execução de painéis de solo argiloso reforçado com fibras de polipropileno para estudar o padrão de fissuramento deste material quando submetido a variações de temperatura. A fibra não evitou o fissuramento, porém, reduziu significativamente a dimensão das trincas.

Specht (2000) avaliou os efeitos da inclusão de fibras poliméricas de diferentes propriedades mecânicas, uma em forma de filamentos e outra fibrilada (formada por pequenos filamentos unidos), sobre as propriedades de resistência e deformabilidade de um solo residual artificialmente cimentado sob condições de carregamento estático e dinâmico. O autor concluiu que as fibras extensíveis (em forma de filamentos) foram mais efetivas na melhoria das características pós-ruptura

do compósito aumentando de forma expressiva a tenacidade, a ductilidade e a vida de fadiga. Entretanto, as fibras de caráter inextensíveis (fibriladas) foram mais efetivas na redução da deformabilidade e no aumento de resistência de pico. Estruturas de pavimento semi-rígido foram dimensionadas onde se observou uma significativa redução na espessura da camada cimentada quando da utilização de reforços fibrosos em forma de filamentos.

A influência do tipo de solo no padrão de comportamento de solos reforçados, com e sem cimentação artificial, foi avaliada por Feuerharmel (2000). Foram executados ensaios triaxiais em três tipos de solo (argila, areia e areia siltosa) reforçados com fibras de polipropileno. Algumas conclusões do trabalho são mencionadas a seguir: (1) a adição de fibras de polipropileno provocou a redução do módulo de deformação inicial do solo, sendo que a intensidade das alterações depende do tipo e das características de cada solo, ou seja, os solos com menor rigidez foram os mais afetados; (2) quanto à resistência ao cisalhamento, o comportamento dos solos não cimentados reforçados pode ser dividido em três etapas, uma inicial onde o comportamento é controlado basicamente pela matriz do solo, uma etapa intermediária, na qual o comportamento do material compósito é comandado conjuntamente pela matriz e pelos elementos de reforço, e uma etapa final, onde o comportamento do material é comandado exclusivamente pelas fibras.

O estudo realizado por Donato et al. (2002) 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 uma melhoria significativa na resistência e na ductilidade do material reforçado com fibras. Além disso, um aumento considerável da resistência à tração foi observado através dos resultados de ensaios de resistência à tração por compressão diametral.

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. Segundo Heineck & Consoli (2002), os estudos de materiais compósitos com reforços fibrosos têm se baseado, nas últimas décadas, em ensaios triaxiais e de cisalhamento direto que possuem a limitação em avaliar o comportamento cisalhante dos materiais até uma taxa de deformação relativamente baixa. Por isso, os autores executaram ensaios de ring shear onde os resultados mostraram que a influência da fibra ainda é visível após grandes deslocamentos, da ordem de 260 mm. Uma análise conjunta com ensaios de condutividade hidráulica indicaram a utilização do material compósito (caulim e fibras) como *liners* de cobertura ou de fundo, até mesmo em casos de resíduos perigosos.

O melhoramento das propriedades dos solos reforçados com fibras depende dos parâmetros das fibras (comprimento, teor, resistência à tração, módulo de elasticidade, rugosidade e orientação do reforço), dos parâmetros do solo (grau de cimentação, forma e distribuição granulométrica das partículas), da tensão de confinamento e do modo de carregamento. 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.

a) 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., 1985; Maher & Ho, 1994; Ulbrich, 1997; Specht, 2000; Santoni et al., 2001);
- 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., 2001).

b) 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);
- 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., 2001);
- o aumento do comprimento provoca diminuição da resistência de pico e aumento da capacidade de absorção de energia (Maher & Ho, 1994).

c) *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).

d) *Rugosidade:*

- as fibras devem estar bem aderidas à matriz do compósito para que a sua resistência à tração seja mobilizada (Taylor, 1994).

e) 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).

f) 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).

g) Modo de carregamento:

- o número de ciclos necessários para causar ruptura em solos cimentados aumenta com a inclusão das fibras (Maher & Ho, 1993; Crockford et al., 1993; Specht, 2000).

2.3.4 Alterações nas propriedades do solo pela adição de fibras

A seguir 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 resistência, rigidez inicial, modo de ruptura e variação volumétrica.

2.3.4.1 Resistência de pico

a) Materiais argilosos:

Segundo Maher & Ho (1994) a inclusão de fibras tem uma influência significativa nas propriedades mecânicas de argilas caulínicas. Através de uma série de ensaios de compressão não confinada e diametral, os autores observaram um aumento do pico de resistência à compressão e à tração, assim como o aumento de ductilidade do material. A umidade do solo no momento da compactação também afeta essas relações, sendo elas mais expressivas para menores teores de umidade, como foi observado também por Andersland & Kattak (1979) e por Nataraj et al. (1996). O aumento do teor de fibras aumenta a resistência à tração e à compressão, porém, segundo Maher & Ho (1994), o aumento do comprimento das fibras diminui a contribuição destas para a resistência, tanto à compressão como à tração.

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.

Ensaio de cisalhamento direto realizados por Nataraj et. al. (1996) mostraram um aumento do ângulo de atrito.

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, conforme resultados de Andersland & Kattak (1979), Al Wahab & El-Kedrah (1995), Teodoro (1999) e Heineck (2002).

Com relação à coesão, chegou-se a um consenso de que esta é acrescida pela inclusão de fibras (Al Wahab & El-Kedrah (1995); Bueno et al., 1996; Nataraj et al., 1996; Teodoro, 1999; Heineck, 2002).

Andersland & Kattak (1979) observaram ainda uma grande taxa de acréscimo de resistência com a deformação mesmo para níveis elevados de deformação axial (20%). Comportamento semelhante também foi observado por Feuerharmel (2000).

Al Wahab & Al-Qurna (1995), estudando uma argila siltosa e buscando maximizar os benefícios em termos de resistência, trabalhabilidade e homogeneidade, estabeleceram uma quantidade ótima de fibra, correspondente ao ponto de maior taxa de acréscimo de resistência não confinada com a adição de fibras. O teor ótimo de fibras relatado pelos autores é de 1%.

Com relações a solos argilosos estabilizados com cimento e reforçados com fibras, Omine et al. (1996) fizeram algumas considerações baseadas em ensaios de compressão não confinada. Eles afirmaram que a adição de fibras pode aumentar ou reduzir a resistência de pico, de acordo com a quantidade de cimento acrescida ao solo, ou em outras palavras, de acordo com a menor ou maior rigidez da matriz, respectivamente. Sendo este efeito mais pronunciado com o aumento da quantidade de fibras. Os mesmos autores observaram também que quanto maior a esbeltez da fibra, isto é, quanto maior o fator de forma, maior é o acréscimo de resistência.

Resultados apresentados por Lima et al. (1996) para um solo silto-argiloso estabilizado com cal indicaram um aumento da relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão com a adição de fibras. Os autores observaram também, através de ensaios triaxiais, um aumento do ângulo de atrito com a inclusão das fibras, porém sem uma tendência definida com relação ao aumento da quantidade de fibras. Com relação à coesão, houve um aumento com a adição do reforço para a matriz com teor de 4% de cal e houve um decréscimo para o caso da matriz com 8% de cal.

b) Materiais granulares:

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). 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. Para Heineck (2002), 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.

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

Montardo (1999) e Consoli et al. (2002-b) constataram o aumento do ângulo de atrito de uma areia uniforme cimentada e não cimentada reforçada com vários tipos de fibra. Acréscimos da coesão somente foram verificados para a areia não cimentada reforçada com fibras. Resultados semelhantes também foram obtidos por

Heineck (2002) para uma areia reforçada com fibras. Não foi constatada pelos autores a existência de uma tensão de confinamento crítica para estes materiais. Para Specht et al. (2002), a alteração dos parâmetros de resistência depende das características do reforço. O autor observou que para uma areia siltosa cimentada reforçada com fibras extensíveis não houve alteração dos parâmetros de resistência, por outro lado, considerando fibras inextensíveis, houve um leve aumento da coesão e do ângulo de atrito da areia siltosa cimentada reforçada com as fibras mais rígidas.

Outro ponto comum em termos de resistência observado por vários autores ao estudarem um solo granular reforçado foi a bi-linearidade das envoltórias de resistência (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; Maher & Gray, 1990; Stauffer & Holtz, 1996; Morel & Gourc, 1997; Kaniraj & Havanagi, 2001).

Gray & Al-Refeai (1986) observaram ainda que quanto menor for a rugosidade ou aderência da interface solo-fibra, maior é a tensão de confinamento crítica. Fibras mais rugosas tendem a ser mais efetivas no aumento da resistência.

Estudos realizados por Maher & Gray (1990) utilizando duas composições de bolas de vidro em lugar do solo, ambas composições com granulometrias uniformes, porém diferentes diâmetros médios (D_{50}) das partículas, mostraram que o aumento do tamanho das partículas não altera a tensão de confinamento crítica, mas diminui a contribuição das fibras para a resistência.

Com relação a 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.

Ranjan & Charan (1996) observaram que a curva tensão x deformação de um areia fina reforçada exibiu tendências a crescimento mesmo a deformações axiais de ordem de 20%, comportamento análogo ao observado por Andersland & Kattak (1979) para um solo argiloso.

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.

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

2.3.4.2 Resistência 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; Ranjan et al., 1996; Consoli et al.; 2002-b).

2.3.4.3 Rigidez inicial

McGown et al (1988), para areias, Maher & Ho (1994) e Nataraj et al. (1996), para argilas, relataram aumento no módulo de deformação, tanto maior quanto maior o teor de fibras. Contrariamente, Ulbrich (1997), Consoli et al. (1999) e Casagrande (2001) obtiveram redução do módulo com a inclusão de fibras.

Montardo (1999) observou uma queda bastante acentuada da rigidez inicial de uma areia cimentada reforçada com fibras de polipropileno. No entanto, as fibras

de polietileno tereftalato e de vidro não causaram alteração alguma no módulo.

Portanto, o efeito do reforço fibroso na rigidez inicial do compósito depende das características do mesmo. Michalowski & Cermák (2003) observaram que a adição de uma fibra sintética em um solo arenoso causou uma queda da rigidez inicial, por outro lado, a adição de fibras de aço aumentou a rigidez inicial.

Para Feuerharmel (2000) a intensidade das alterações no módulo de elasticidade depende também do tipo e das características de cada solo. Estudos realizados pelo autor em argila e areia siltosa reforçada com fibras de polipropileno indicaram grande redução do módulo, enquanto que, os resultados de ensaios realizados em areia reforçada mostraram pequenas alterações 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 com Bender Elements realizados por Heineck (2002) não indicaram alteração do G_0 do solo arenoso quando da inclusão das fibras.

2.3.4.4 Modo de ruptura

O aumento da ductilidade do solo com a adição de fibras é uma afirmação feita por vários autores, sendo este aumento mais significativo quanto maior for a quantidade de fibras (Maher & Ho, 1993; Nataraj et al., 1996; Consoli et al., 1999). Este comportamento foi observado em areias reforçadas com malhas de polipropileno (Morel & Gourc, 1997), em solo arenoso artificialmente cimentado reforçado com fibras de vidro (Ulbrich, 1997) e em solo arenoso artificialmente cimentado reforçado com fibras de polipropileno (Montardo, 1999). Porém, o reforço com fibras PET e de vidro não modificaram o modo de ruptura de um solo arenoso artificialmente cimentado (Montardo, 1999). Comportamento semelhante foi obtido por Specht et al. (2002) em solo arenoso cimentado reforçado com fibras de polipropileno mais rígidas (fibras do tipo mesh).

Para Feuerharmel (2000), a forma de ruptura do solo é alterada pela inclusão

de fibras de polipropileno, reduzindo a fragilidade dos solos. E que a amplitude dessas alterações depende fundamentalmente de uma boa adesão solo-fibra.

2.3.4.5 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 unifome 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).

2.4 MÉTODOS ANALÍTICOS PARA DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE EM SOLOS ESTRATIFICADOS

Vários são os estudos relacionados à determinação da capacidade de suporte de perfis de solos estratificados. A seguir são apresentados os métodos propostos por Vesic (1975), Meyerhof & Hanna (1978) e Thomé (1999) para o cálculo da capacidade de suporte de fundações superficiais assentes em solos estratificados de características coesivo-friccionais, os quais, foram aplicados na presente pesquisa.

2.4.1 Método de Vesic

Vesic (1975) apresentou um estudo sobre a capacidade de suporte de fundações superficiais. Neste trabalho, Vesic relatou o comportamento carga-recalque, os modelos de ruptura, os critérios para determinação da carga última, os

fatores que influenciam o comportamento das sapatas durante um carregamento (inclinação da carga, excentricidade, presença de água, heterogeneidade do perfil de solo, etc.), entre outros. No que se refere à heterogeneidade do solo, Vesic apresentou um resumo histórico das pesquisas desenvolvidas neste campo apontando as linhas gerais dos trabalhos e avanços alcançados por estes.

No ano de 1970, Vesic estudou a capacidade de suporte de fundações superficiais em solos estratificados, onde, baseado em análises experimentais, formulou e equacionou o problema, identificando suas variáveis e utilizando os parâmetros que lhe eram pertinentes. Segundo suas conclusões, de um modo geral, no caso de sapatas apoiadas no topo de uma camada de solo resistente, com parâmetros c_1 e ϕ_1 , sobreposta a uma camada de solo de menor resistência, com parâmetros c_2 e ϕ_2 , pode-se considerar a formação de superfícies verticais de deslizamentos localizadas abaixo da sapata carregada semelhante à ruptura típica por punção, conforme apresentado na Figura 2.2.

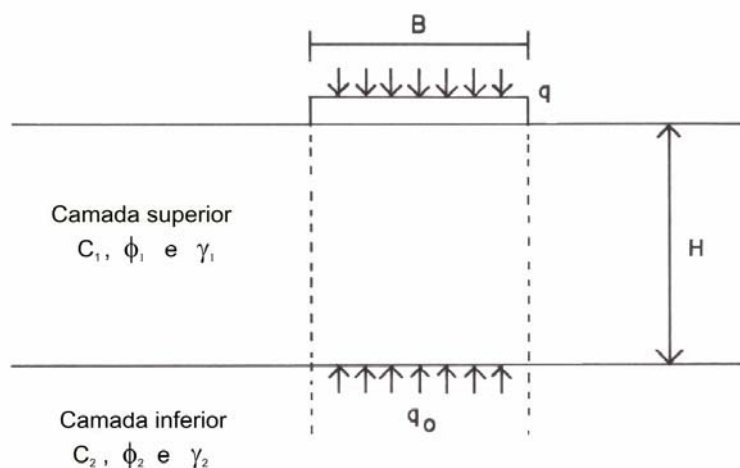


Figura 2.2 - Superfícies verticais de deslizamento (Vesic, 1975)

De forma geral, a capacidade de suporte de fundações superficiais, segundo Vesic (1975), pode ser expressa da seguinte maneira:

$$q_{ult} = \left[q_0'' + \left(\frac{1}{k} \right) \cdot c_1 \cdot \cot \phi_1 \right] \exp \left\{ 2 \cdot \left[1 + \frac{B}{L} \right] \cdot K \cdot \tan \phi_1 \cdot \left(\frac{H}{B} \right) \right\} - \left(\frac{1}{K} \right) \cdot c_1 \cdot \cot \phi_1 \quad [2.4]$$

onde,

$$k = \frac{(1 - \sin^2 \phi_1)}{(1 + \sin^2 \phi_1)} \quad [2.5]$$

e,

q_0'' = capacidade de suporte da fundação, devido à ação de uma sapata fictícia, de mesmo tamanho da sapata atual, apoiada no topo da camada inferior de solo. Neste caso, para o cálculo de q_0'' , deve-se utilizar a equação geral da capacidade de suporte para solos homogêneos (Equação 2.6) com os parâmetros referentes ao solo da camada inferior.

$$q_0''' = c \cdot N_c \cdot \zeta_c \cdot i_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \cdot \zeta_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \zeta_\gamma \cdot i_\gamma \dots \quad [2.6]$$

Caso a camada superior seja composta por material com propriedades não coesivas ($c_1=0$) com $25 \leq \phi_1 \leq 50^\circ$ então, a Equação 2.4 pode ser reduzida a:

$$q_{ult} = q_0''' \exp \left\{ 0,67 \cdot \left[1 + \left(\frac{1}{L} \right) \right] \cdot \left(\frac{H}{B} \right) \right\} \quad [2.7]$$

Segundo Vesic (1975), esta expressão pode ser usada para encontrar a profundidade crítica da camada superior, onde a capacidade de suporte será ligeiramente afetada pela presença da camada inferior, conforme observa-se na Equação 2.8.

$$\left(\frac{H}{B} \right)_{crit} = \frac{3 \cdot \ln(q_0''' / q_0''')}{2 \cdot [1 + (B/L)]} \quad [2.8]$$

onde,

q_0' é a capacidade de suporte da camada superior em uma massa infinita de solo. Para determiná-la, usa-se a Equação 2.6 com parâmetros do solo da camada superior.

2.4.2 Método de Meyerhof & Hanna

A capacidade de suporte de fundações usualmente é estimada sob hipóteses de homogeneidade do solo e zonas de deformação situada sob a fundação. Quando a fundação é sujeita a cargas inclinadas, a influência da não-uniformidade, incluindo anisotropia do solo, torna-se mais evidente sobre a carga vertical. Meyerhof & Hanna (1978) analisaram diferentes modelos de ruptura do solo através da comparação de modelos de ensaios de carregamento em sapatas circulares e corridas utilizando perfis de solos estratificados de duas camadas (uma camada densa ou rígida sobreposta a uma camada fofa ou mole e vice-versa), conforme é apresentado a seguir.

a) Caso 1: Camada rígida sobreposta a uma camada mole

Observando-se a Figura 2.3 verifica-se uma ruptura por punção na camada superior do solo, onde as forças atuantes equivalem à adesão total C_a e ao empuxo passivo P_p , atuando com uma inclinação δ ao eixo perpendicular à superfície de ruptura.

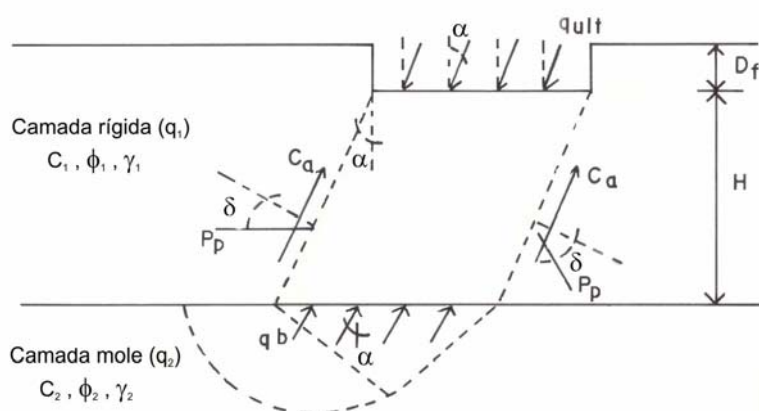


Fig. 2.3 – Superfície de ruptura do solo abaixo da sapata devido a um carregamento inclinado (Meyerhof & Hanna, 1978)

Considerando que a carga é aplicada com uma inclinação α com a vertical, a componente vertical da capacidade de suporte última q_{uv} é dada por:

$$q_{uv} = q_{bv} + 2 \cdot (C_a + P_p \cdot \text{sen} \delta) \cdot \frac{\cos \alpha}{B} - \gamma_1 \cdot H \leq q_{tv} \quad [2.9]$$

onde,

q_{bv} e q_{tv} são componentes verticais da capacidade de suporte última da fundação, devido à ação das cargas inclinadas atuantes no topo das camadas superior e inferior de solo, respectivamente. Para ambos os casos considera-se o perfil homogêneo de solo.

sendo,

$$C_a = c_a \cdot \frac{H}{\cos \alpha} \quad [2.10]$$

e

$$P_p = 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot H^2 \cdot \left(1 + 2 \cdot D_f \cdot \frac{\cos \alpha}{H} \right) \cdot \frac{K_p}{\cos \delta} \quad [2.11]$$

onde,

c_a é a adesão unitária e K_p é o coeficiente de empuxo passivo. Segundo os autores, na prática é conveniente utilizar fatores de inclinação i_a e i_s obtidos a partir do gráfico apresentado na Figura 2.4 em conjunto com a adesão c_a e o coeficiente de cisalhamento por puncionamento K_s , obtidos pelas curvas apresentadas nas Figuras 2.5 e 2.6, respectivamente, de forma que a capacidade de suporte última possa ser determinada através da seguinte expressão:

$$q_{uv} = q_{bv} + 2 \cdot c_a \cdot i_a \cdot \frac{H}{B} + \gamma_1 \cdot H^2 \cdot \left(1 + 2 \cdot D_f \cdot \frac{\cos \alpha}{H} \right) \cdot K_s \cdot i_s \cdot \frac{\tan \phi_1}{B} - \gamma_1 \cdot H \leq q_{tv} \quad [2.12]$$

A análise para sapatas corridas pode ser estendida a sapatas circulares:

$$q_{uv} = q_{bv} + 4 \cdot c_a \cdot i_a \cdot s_a \cdot \frac{H}{B} + 2 \cdot \gamma_1 \cdot H^2 \cdot \left(1 + 2 \cdot D_f \cdot \frac{\cos \alpha}{H} \right) \cdot K_s \cdot i_s \cdot s_s \cdot \frac{\tan \phi_1}{B} - \gamma_1 \cdot H \leq q_{tv} \quad [2.13]$$

onde,

s_s e s_a são os fatores de forma para a resistência ao cisalhamento por puncionamento numa superfície cilíndrica.

As capacidades de suportes últimas q_{bv} e q_{tv} podem ser representadas pelas seguintes equações:

$$q_{bv} = c_2 \cdot N_{c2} \cdot i_{c2} \cdot s_{c2} + \gamma_1 \cdot (D_f + H) \cdot N_{q2} \cdot i_{q2} \cdot s_{q2} + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma 2} \cdot i_{\gamma 2} \cdot s_{\gamma 2} \quad [2.14]$$

$$q_{tv} = c_1 \cdot N_{c1} \cdot i_{c1} \cdot s_{c1} + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_{q1} \cdot i_{q1} \cdot s_{q1} + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma 1} \cdot i_{\gamma 1} \cdot s_{\gamma 1} \quad [2.15]$$

onde,

N_c , N_q e N_γ são fatores de capacidade de suporte para sapatas corridas submetidas a um carregamento vertical, i e s são os fatores de inclinação e forma da capacidade de suporte, respectivamente, e os subscritos 1 e 2 indicam a camada superior e inferior do solo, respectivamente.

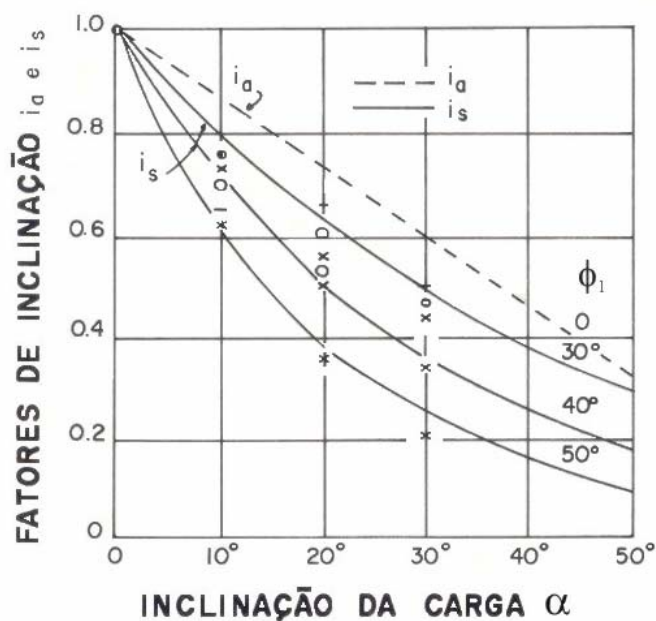


Figura 2.4 - Fatores de inclinação para a resistência ao cisalhamento por puncionamento (Meyerhof & Hanna, 1978)

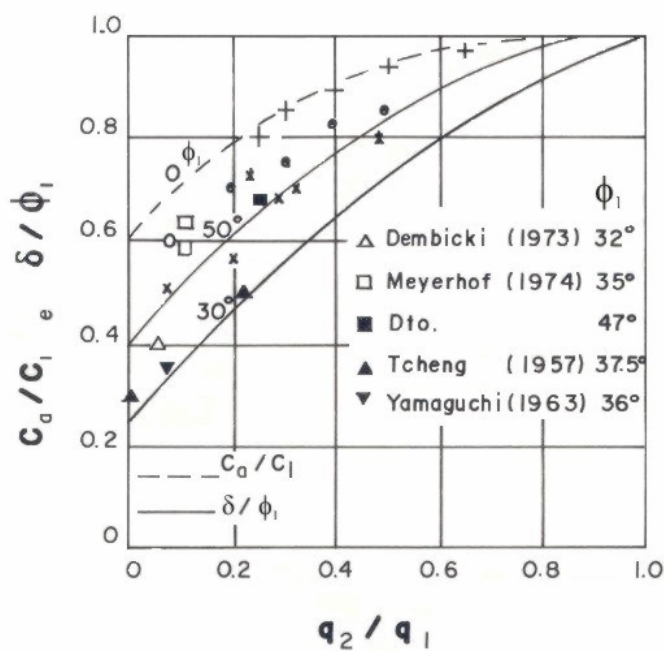


Figura 2.5 - Parâmetros do cisalhamento por puncionamento através de um carregamento vertical (Meyerhof & Hanna, 1978)

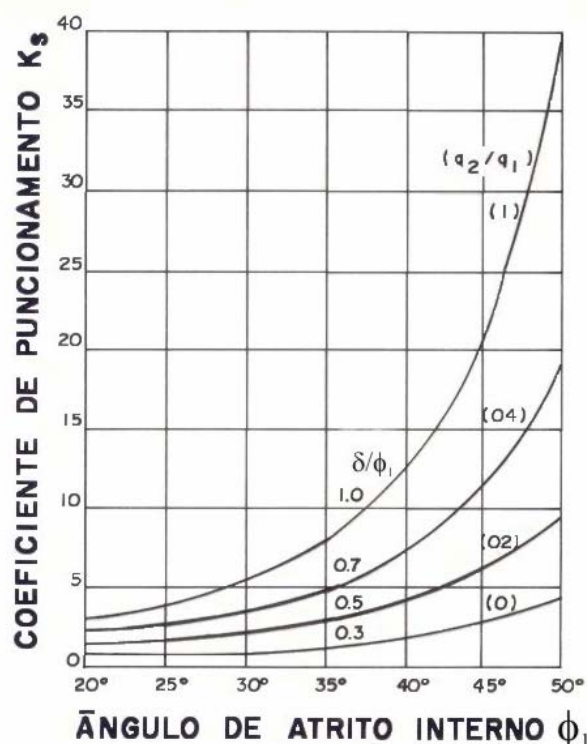


Figura 2.6 - Coeficientes de resistência ao cisalhamento por punção através de um carregamento vertical (Meyerhof & Hanna, 1978)

Na Figura 2.7 são apresentadas as curvas de capacidade de suporte última (q_{bv}) versus a razão entre a espessura da camada inferior e a largura da sapata (H/B) obtidas pelo método de Meyerhof & Hanna. Observa-se que o valor da capacidade de suporte é diretamente proporcional ao valor da razão H/B e da profundidade de assentamento da sapata. Em contrapartida, é inversamente proporcional à inclinação da carga aplicada.

b) Caso 2: Camada mole sobreposta a uma camada rígida

Neste segundo caso, onde $q_2/q_1 \gg 1$, a superfície de ruptura forma-se em sua totalidade dentro da massa de solo que compõe a camada superior. Esta camada, por estar confinada entre uma camada de solo de maior capacidade de suporte e a sapata carregada, concentra em sua massa as tensões transferidas pelo

carregamento, provocando um deslocamento lateral da massa de solo e, por conseqüência, a formação da superfície de ruptura conforme apresentada, qualitativamente, na Figura 2.8.

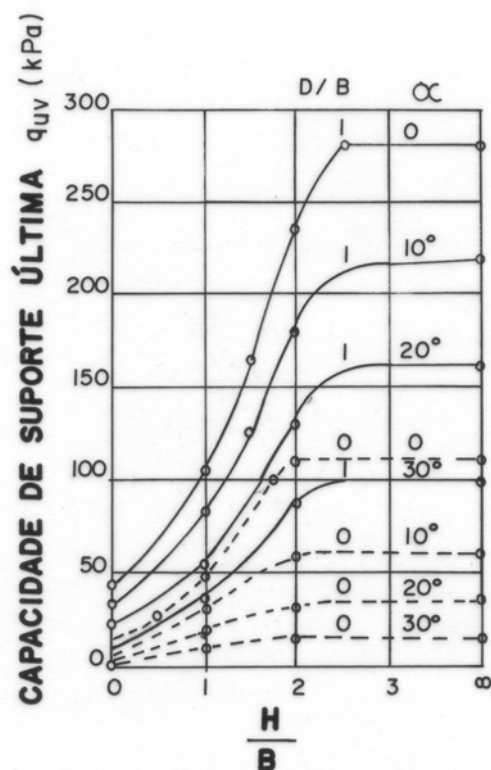


Figura 2.7 - Resultados típicos da capacidade de suporte para perfis de solos estratificados (Meyerhof & Hanna, 1978)

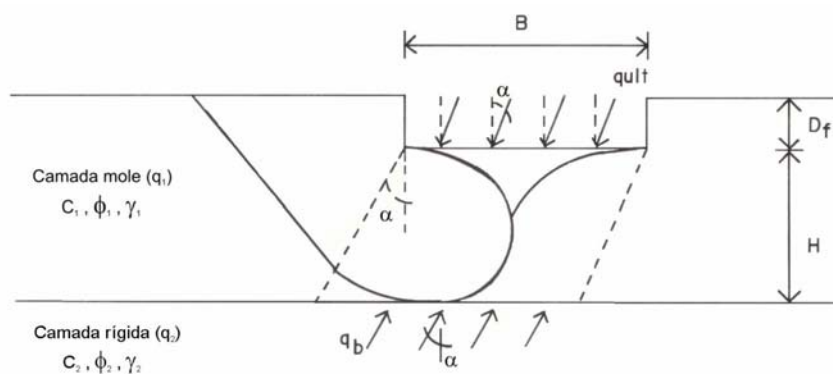


Figura 2.8 - Superfície de ruptura do solo abaixo da sapata devido a um carregamento inclinado (Meyerhof & Hanna, 1978)

A capacidade de suporte última pode ser estimada através de uma aproximação da seguinte relação semi-empírica:

$$q_{uv} = q_{tv} + (q_{bv} - q_{tv}) \cdot \left(1 - \frac{H}{H_f}\right)^2 \geq q_{tv} \quad [2.16]$$

onde,

H_f é a profundidade da superfície de ruptura na camada superior de solo em um ponto abaixo da sapata e as capacidades de suporte q_{bv} e q_{tv} são determinadas através das Equações 2.14 e 2.15, respectivamente. A razão H_f/B para sapatas corridas sob um carregamento vertical varia de 1 a 2, sendo 1 para solos argilosos e areias fofas e 2 para areias densas. Entretanto, para sapatas circulares pode-se adotar o valor igual a 1 para todos os tipos de solos. O valor desta razão decresce com o aumento da inclinação da carga e pode ser zero quando a ruptura se dá por puncionamento puro.

Hanna & Meyerhof (1979) estenderam o método de determinação da capacidade de suporte de fundações sobre solos de duas camadas para solos com três camadas. Neste estudo, o solo estratificado era composto por três camadas de areia com compacidades diferentes. Segundo os autores, se duas camadas de solos rígidos são sobrepostos a um depósito de solo mole, a capacidade de suporte última do sistema para uma ruptura por puncionamento pode ser estimada através da extensão da teoria estabelecida para rupturas por puncionamento em perfis de duas camadas. A teoria e alguns ensaios em sistemas de três camadas mostraram que a capacidade de suporte última da fundação cresce rapidamente com o aumento das espessuras das camadas rígidas superior e média, atingindo um valor máximo quando se tem uma camada superior rígida de grande espessura.

2.4.3 Método de Thomé

Thomé (1999) propôs uma metodologia semi-empírica para obtenção da capacidade de carga a 2% de recalque relativo de fundações superficiais apoiadas em sistemas de dupla camada, sendo a superior cimentada. Através de estudos numéricos o autor verificou que a capacidade de carga é função da relação H/D, da coesão do solo cimentado, da coesão, do ângulo de atrito e do módulo de elasticidade do solo não cimentado. Portanto, pode-se afirmar que:

$$\frac{q_{u2\%}}{Pa} = f\left(\frac{H}{D}; C'_1; C'_2; \phi'_2; E_2\right) \quad [2.17]$$

A capacidade de carga para uma relação H/D qualquer é função dos parâmetros do material cimentado e não cimentado e pode ser escrita em função de um fator de parâmetros $[F]$:

$$\frac{q_{u2\%}}{Pa} = f(F) \quad [2.18]$$

onde:

$$F = F_1 + F_2 \quad [2.19]$$

$$F_1 = \ln\left(\frac{C'_1}{Pa}\right) \quad [2.20]$$

$$F_2 = \ln\left(\frac{C'_2}{Pa}\right) + \ln\left(\frac{E_2}{Pa}\right) + \frac{1}{\cos^4 \phi'_2} \quad [2.21]$$

Substituindo as equações [2.20] e [2.21] na equação [2.19] obtém-se o valor do fator de parâmetros:

$$F = \ln\left(\frac{C'_1}{Pa}\right) + \ln\left(\frac{C'_2}{Pa}\right) + \frac{1}{\cos^4 \phi'_2} + \ln\left(\frac{E_2}{Pa}\right) \quad [2.22]$$

Conhecido o fator de parâmetros $[F]$, a capacidade de carga a 2% de recalque relativo pode ser obtida através das seguintes equações para diferentes relações H/D:

$$\text{Para } H/D=1,0 \quad \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 2,1001e^{0,3235F} \quad [2.23]$$

$$\text{Para } H/D=0,5 \quad \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 1,3071e^{0,3365F} \quad [2.24]$$

$$\text{Para } H/D=0,25 \quad \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 0,8371e^{0,3328F} \quad [2.25]$$

2.5 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS APOIADAS EM SISTEMAS DE DUPLA CAMADA: ESTUDOS EXPERIMENTAIS

A técnica de melhoramento de solos para aplicação em fundações superficiais tem sido difundida e utilizada em todo o mundo. Conforme Ahnberg et al. (1994), a estabilização de solos tem sido uma técnica bastante utilizada na Suécia nos últimos anos para a redução de recalques e aumento da resistência do solo.

Na construção da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, uma camada superficial de solo foi removida e posteriormente reposta em camadas compactadas, pois o solo local não tinha capacidade de suporte suficiente para servir como base das fundações superficiais. Segundo Silveira & Silveira (1963), após a compactação a capacidade de suporte aumentou de 100% a 200% em relação à capacidade de suporte do solo natural.

As fundações de uma usina de energia no estado de Illinois (EUA) foram executadas sobre solos siltosos estabilizados com 3% de cal hidratada e 2% a 5% de cinza volante, formando uma camada tratada de 7,6 m de espessura (Mitchel & Katti, 1981). 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.

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, foram apresentados por Minkov et al. (1981). As tensões abaixo das placas foram determinadas através de células de pressão. 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. Para a camada de 2 m de espessura de solo cimentado houve uma redução de 5 a 11 vezes dos recalques.

Décourt (1983) relatou o desenvolvimento de um projeto de fundações de um edifício de dois pavimentos em local onde o subsolo era formado por uma camada de aterro de 1,0 m de espessura sobre uma camada espessa de argila mole (20 m). Como solução, foi sugerida a substituição de parte do aterro por uma camada de solo-cimento. Sobre esta camada seriam apoiadas sapatas com pressões aplicadas de 100 kPa.

A utilização de camadas superficiais artificialmente cimentadas para apoiar fundações superficiais é uma técnica que tem grande aplicabilidade em solos colapsíveis da Bulgária, segundo afirmativa de Stefanoff et al. (1983).

Evstatiev et al. (1985) estudaram o comportamento de uma torre de TV com 190 m de altura apoiada sobre uma camada de 4,5 m de espessura de solo estabilizado com 5% de cimento. 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.

Ensaio de placa de 0,30 m de diâmetro sobre camadas compactadas de 0,60 m de espessura de solo argiloso e de solo argiloso estabilizado com 5% de cimento foram realizados por Vendruscolo (1996). Os resultados dos ensaios de placa sobre as camadas compactadas demonstraram que houve um aumento significativo da capacidade de suporte e uma redução considerável dos recalques.

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

Sales (1998) estudou a influência de diferentes espessuras da camada estabilizada sobre as curvas carga x recalque através de ensaios de placa. Segundo o autor, 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.

Tessari (1998) construiu aterros experimentais de cinza pesada estabilizada com cimento de 0,15 m, 0,30 m e 0,60 m de espessura. Sobre estes aterros realizou ensaios de placa de 0,90 m, 0,60 m e 0,30 m de diâmetro. Observou que o material estabilizado apresenta excelentes propriedades e que o mesmo pode ser utilizado como um novo material geotécnico.

Thomé (1999) realizou ensaios de placa sobre camadas de solo areno-siltoso estabilizado com cinza pesada e cal de carbureto. Concluiu que o comportamento de fundações superficiais assentes sobre solos cimentados é controlado pela relação entre a espessura da camada cimentada e o diâmetro da fundação. Segundo o autor, 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 da borda da fundação.

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

A influência da adição de fibras numa camada superficial de solo compactado através de ensaios de placa foi estudada por Casagrande (2001). 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. (2002-a), as fibras permitem uma redistribuição de tensões em uma área mais ampla aumentando a capacidade de suporte.

CAPÍTULO 3

CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O campo experimental do grupo de Geotecnia do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) localiza-se no município de Cachoeirinha, RS, junto à subestação da Companhia Estadual de Energia Elétrica (CEEE), próximo à rodovia RS 020, a cerca de 30 km de Porto Alegre, conforme pode ser observado na Figura 3.1.

A implantação do campo experimental ocorreu no final da década de 80 através de um convênio entre UFRGS e CEEE para a realização de estudos de fundações de linhas de transmissão e, desde então, o grupo de Geotecnia vem realizando um extenso programa experimental nesta área. Este programa envolve o estudo de caracterização e comportamento do solo, determinação de parâmetros geotécnicos em laboratório e *in situ*, estudo do comportamento de solos melhorados e reforçados para aplicações geotécnicas, além de estudos relacionados ao comportamento de sapatas e estacas.



Figura 3.1 – Localização do campo experimental (Menegat et al., 1998)

No campo experimental de Cachoeirinha foram realizadas provas de carga em sapatas quadradas de concreto por Luzzardi e Militistky (1987); Meksraitis (1988), Matos (1989) e Ramires (1983) realizaram provas de carga em estacas escavadas de pequeno diâmetro; Cudmani (1994) realizou ensaios de placa de diferentes diâmetros sobre o horizonte B do solo residual; Mántaras (1995) realizou ensaios pressiométricos; Nakahara (1995) determinou as propriedades do solo

através de ensaios de laboratório e pressiométricos; Vendruscolo (1996) realizou ensaios de placa sobre camadas compactadas de solo natural e solo estabilizado com cimento; Rohlfes Junior (1996) realizou ensaios triaxiais em amostras de solo natural e solo estabilizado com cimento; Prezzi (1990) e Averbeck (1996) executaram ensaios de CPT mecânico e elétrico; Gonzalez (1997) realizou ensaios geofísicos de crosshole e downhole para a determinação das propriedades de deformabilidade do solo; Sales (1998) realizou ensaios de placa sobre camadas compactadas de solo natural estabilizado com cimento; Tessari (1998) realizou ensaios de placa sobre camadas de cinza pesada estabilizada com cimento; Thomé (1999) realizou ensaios de placa sobre camadas de solo residual de arenito estabilizado com resíduos industriais (cinza pesada e cal de carbureto) e Casagrande (2001) provas de carga em placa sobre camadas compactadas de solo residual de arenito com e sem reforço de fibras.

3.2 FORMAÇÃO GEOLÓGICA E PEDOLÓGICA

A formação geológica da região é constituída pelas Formações Rosário do Sul e Rio do Rastro (Prezzi, 1990). Estas formações apresentam uma alternância de arenitos médios a finos, siltitos argilosos e arenosos, e argilitos.

O solo é classificado pedologicamente como Argissolo Vermelho Distrófico Latossólico (Streck et al., 2002), pertencente à Unidade de Mapeamento Gravataí (Dias, 1987). Estes solos são caracterizados por não apresentarem minerais expansivos nem lençol freático nos horizontes A e B. Devido ao processo de iluviação de argila do horizonte A para o horizonte B, o horizonte A é mais arenoso e o horizonte B é mais argiloso. São solos profundos e bem drenados, pobres em matéria orgânica.

O horizonte A tem em média 0,80 m de espessura, contém solos areno-siltosos, ligeiramente plásticos e pegajosos, de coloração bruno-escuro.

O horizonte B atinge uma profundidade que varia entre 2,5 a 3,0 m,

caracterizado por solos argilosos de coloração bruno avermelhada escura a vermelho escura, é ligeiramente plástico e pegajoso.

O horizonte C é argiloso de coloração vermelho-amarela, com mosqueados grandes acinzentados, sendo que o lençol freático encontra-se neste horizonte.

3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SUBSOLO

A seguir são apresentados alguns resultados de ensaios de campo e de laboratório obtidos por diversos pesquisadores.

3.3.1 Ensaios de campo

Na Figura 3.2 é apresentado um perfil de resistência do solo natural obtido através de ensaio de cone elétrico (CPT).

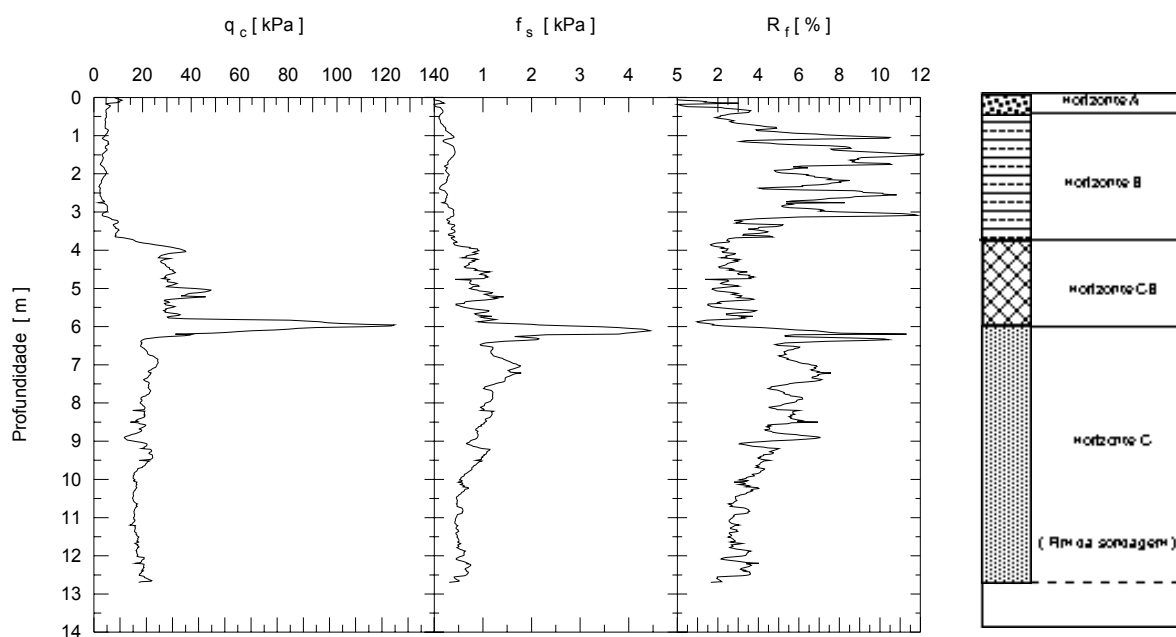


Fig 3.2 - Perfil de resistência do solo natural obtido através de ensaio de cone elétrico (Consoli et al., 1998-b)

Na Figura 3.3 a homogeneidade do horizonte B é melhor observada onde o mesmo ensaio de cone é plotado até uma profundidade de 4,0 m.

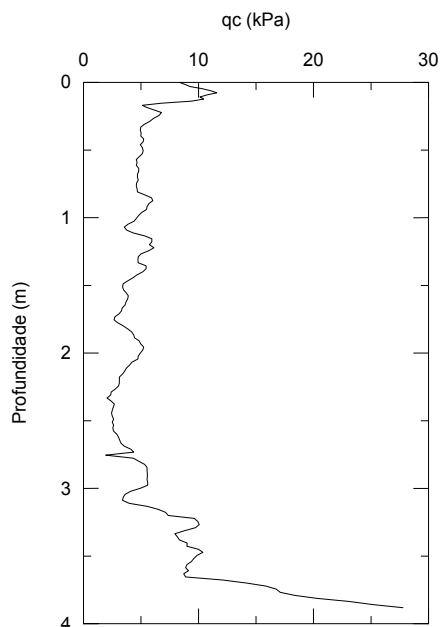


Fig 3.3 – Ensaio de CPT até profundidade de 4,0 m (Consoli et al., 1998-b)

Resultados de ensaios de placa circulares realizados por Cudmani (1994) no solo natural a 1,20 m de profundidade são apresentados na Figura 3.4.

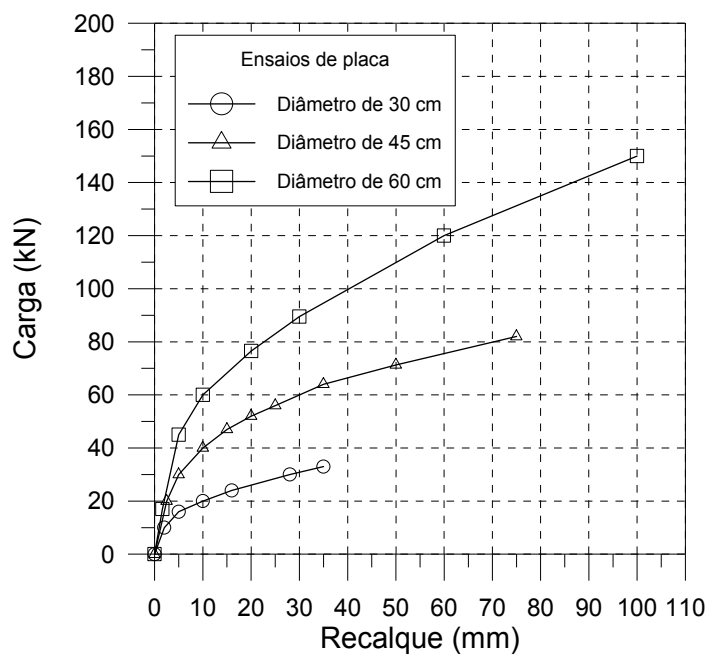


Fig. 3.4 – Ensaio de placa em solo residual (Cudmani, 1994)

A forma de ruptura observada por Cudmani (1994) nos ensaios de placa realizados no solo natural foi uma ruptura por puncionamento.

3.3.2 Ensaios de laboratório

Os resultados dos ensaios de laboratório apresentados a seguir foram obtidos dos trabalhos desenvolvidos por Dias (1987), Meksraitis (1988), Matos (1989), Mántaras (1995), Nakahara (1995) e Rohlfes Jr. (1996).

a) Índices físicos

Na Tabela 3.1 são apresentados os valores dos índices físicos do solo natural obtidos por Nakahara (1995) entre as profundidades de 0,5 m e 4,0 m. Nesta tabela estão indicados os valores médios da umidade *in situ* (ω), do peso específico natural (γ_{nat}), do peso específico aparente seco (γ_d), do índice de vazios (e) e do grau de saturação (S). O nível do lençol freático foi encontrado a 3,5 m de profundidade. Entretanto, Matos (1989) e Mántaras (1995) verificaram que o nível do lençol freático varia de 3,0 m a 6,0 m de profundidade dependendo do local do ensaio e da época do ano em que o mesmo for executado.

Tabela 3.1- Índices físicos (Nakahara, 1995)

Prof. (m)	Horiz.	ω (%)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e	S (%)
0,50	A	17,1	17,5	15,0	0,77	59,1
1,00	A-B	21,1	17,7	14,3	0,85	74,9
1,50	B	25,4	17,7	14,3	0,86	75,5
2,00	B	25,9	18,2	14,8	0,79	77,3
2,50	B	27,2	18,3	14,4	0,84	85,6
3,00	B	26,7	18,7	14,7	0,80	88,8
3,50	C	23,5	20,4	16,7	0,58	100,0
4,00	C	23,3	20,4	16,8	0,58	100,0

b) Granulometria

Nas Tabelas 3.2 e 3.3 estão apresentados, respectivamente, os resultados de análise granulométrica e classificação do solo obtidos por Meksraitis (1988), Nakahara (1995) e Rohlfs Junior (1996). Na Tabela 3.2 pode-se observar os teores de argila, silte e areia ao longo da profundidade do solo natural. O horizonte A possui uma porcentagem maior de areia, devido ao processo de eluviação, enquanto que o horizonte B, devido ao processo de iluviação, é mais argiloso.

Tabela 3.2 - Análise granulométrica

<i>Prof.</i> <i>(m)</i>	MEKSRAITIS (1988)					Nakahara (1995)						Rohlfs Jr. (1996)		
	Arg (%)	Silte (%)	Areia (%)			Arg (%)	Silte (%)	Areia (%)			Ped. (%)	Arg (%)	Silte (%)	Areia (%)
			F	M	G			F	M	G				
0,50	15	30	50	5	0	20	22	40	15	3	-	23	15	62
1,00	24	32	38	6	0	40	17	30	11	2	-	-	-	-
1,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	45	12	43
1,50	-	-	-	-	-	41	17	31	9	2	-	-	-	-
1,80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	42	14	44
2,00	30	28	38	4	0	36	18	35	9	2	-	-	-	-
2,50	-	-	-	-	-	32	17	38	11	2	-	-	-	-
3,00	22	28	45	5	0	20	22	44	11	2	-	-	-	-
3,20	25	30	40	5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,70	20	30	44	6	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-

c) Peso específico real dos grãos

Segundo Rohlfs Junior (1996), o peso específico real dos grãos para uma profundidade de 0,50 m é de 26,20 kN/m³, para 1,20 m é de 26,30 kN/m³ e 26,40 kN/m³ para 1,80 m de profundidade.

Tabela 3.3 - Classificação granulométrica

<i>Prof.</i>	<i>Meksraitis</i>	<i>Nakahara</i>	<i>Rohlfes Junior</i>		
	<i>(1988)</i>	<i>(1995)</i>	<i>(1996)</i>		
<i>(m)</i>	<i>Sistema Unificado</i>	<i>Sistema Unificado</i>	<i>Sistema Unificado</i>	<i>Sistema Trilinear</i>	<i>HRB</i>
0,50	Areia Argilosa (SC)	Areia Argilosa (SC)	Areia Argilosa (SC)	Solo Arenoso	Solo Siltoso (A4)
1,00	Argila Inorgânica (CL)	Argila Inorgânica (CL)	-	-	-
1,20	-	-	Argila Inorgânica (CL)	Solo Argiloso	Solo Argiloso (A6)
1,50	-	Argila Inorgânica (CL)	-	-	-
1,80	-	-	Argila Inorgânica (CL)	Solo Argiloso	Solo Siltoso (A4)
2,00	Argila Inorgânica (CL)	Argila Inorgânica (CL)	-	-	-
2,50	-	Argila Inorgânica (CL)	-	-	-
3,00	Argila Inorgânica (CL)	-	-	-	-
3,20	Argila Inorgânica (CL)	-	-	-	-
3,70	Argila Inorgânica (CL)	-	-	-	-

d) *Limites de Atterberg e atividade coloidal*

Na Tabela 3.4 são apresentados os valores dos limites de Atterberg (limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade) para os horizontes A, B e C, entre as profundidades de 0,50 m e 4,0 m. Na mesma tabela também estão mostrados os valores do índice de atividade coloidal (Equação 3.1). Este índice indica a influência das propriedades mineralógicas e químico-coloidais da fração argila nas propriedades geotécnicas do solo. Este solo pode ser considerado de baixa atividade coloidal, pois segundo Skempton (1953), solos com valores de índice de atividade coloidal entre 0,75 e 1,25 são solos de atividade normal, entretanto, um solo com índice de atividade coloidal acima de 1,25 pode ser considerado um solo ativo.

$$I_a = \frac{IP}{\% \text{argila} < 2\mu} \quad [3.1]$$

Tabela 3.4 - Limites de Atterberg e atividade coloidal

Profundidade (m)	Nakahara (1995)				Rohlfes Junior (1996)		
	LL	LP	IP	A_c	LL	LP	IP
0,50	-	-	-	-	23,5	14	10
1,00	44,9	21,6	23,3	0,5	-	-	-
1,20	40	24	16	-	40	24	16
1,50	46,2	23,0	23,2	0,5	-	-	-
1,80	-	-	-	-	37	27	10
2,00	42,8	22,5	20,2	0,7	-	-	-
2,70	36,6	24,6	12,3	0,4	-	-	-
3,00	38,4	18,6	19,7	0,9	-	-	-
4,00	29,9	19,7	10,2	0,5	-	-	-

Verifica-se que o índice de plasticidade do solo natural decresce com a profundidade, o que resulta em uma redução nos valores da atividade coloidal. Os baixos valores da atividade da fração argilosa do solo indicam a presença dominante de argilas do tipo caulinita. Os resultados dos ensaios de Difração de Raios-X, obtidos por Rohlfes Junior (1996) indicam a predominância de argilas do tipo caulinita e clorita. Os teores de umidade natural (ω) do solo são superiores aos limites de plasticidade (LP), ou seja, o solo se encontra no estado plástico *in situ*.

e) Ensaios triaxiais

Na Figura 3.5 são mostrados os resultados dos ensaios de resistência à compressão triaxial executados em amostras saturadas do horizonte B do solo natural.

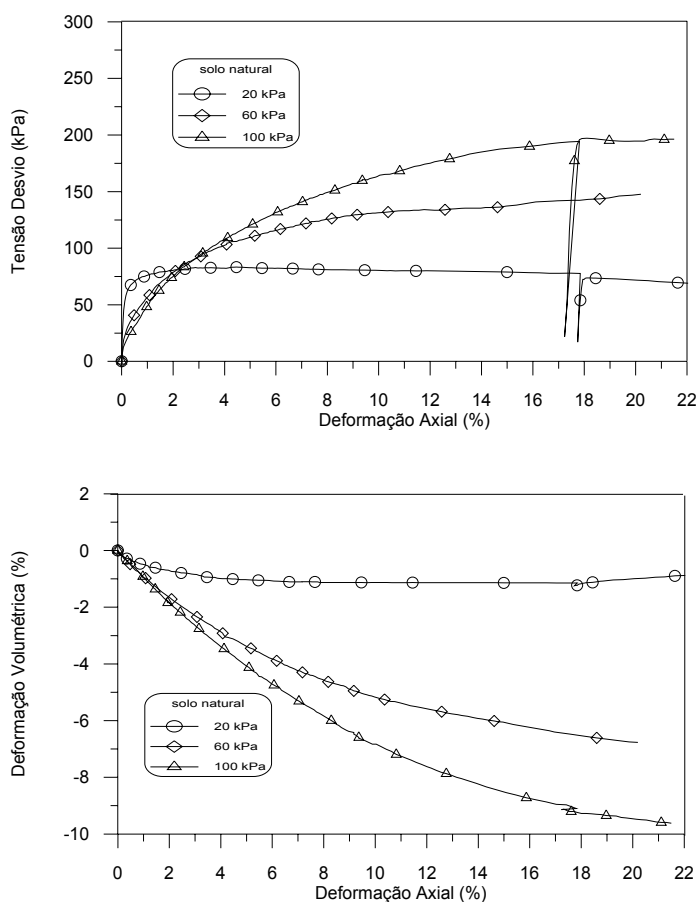


Fig. 3.5 - Curvas tensão-deformação-variação volumétrica do solo natural (Rohlfes Junior, 1996)

Estes ensaios triaxiais foram realizados por Rohlfes Junior (1996) e executados nas tensões confinantes de 20 kPa, 60 kPa e 100 kPa. São ensaios consolidados isotropicamente e drenados. Os parâmetros de resistência efetivos do solo natural são, portanto, coesão (c') igual a 17 kN/m² e ângulo de atrito interno (ϕ') igual a 26°. Observa-se na figura que há um crescimento contínuo da tensão desvio com a deformação axial para as três tensões confinantes, caracterizando um comportamento dúctil. A variação volumétrica é essencialmente de caráter compressivo, ou seja, ocorre redução de volume em todos os ensaios. A redução da rigidez inicial observada para as tensões confinantes de 60 kPa e 100 kPa sugere que o solo possui uma pequena cimentação natural que é quebrada com a aplicação das tensões confinantes mais elevadas. Thomé (1999) executou um ensaio com carregamento isotrópico onde determinou que a tensão de quebra da estrutura para o horizonte B do solo natural é de aproximadamente 50 kPa, cujo valor coincide com a resistência à compressão simples determinada por Rohlfes Junior (1996). Segundo Prietto et al. (1997) a resistência à compressão simples pode ser uma medida direta do grau de cimentação. Isto vem a reforçar a hipótese de que ocorre a quebra da cimentação natural para tensões confinantes superiores a 50 kPa.

f) Medidas de sucção

Os solos lateríticos apresentam elevado índice de vazios, conferindo-lhes um alto índice de condutibilidade hidráulica. Associado às ações climáticas, são freqüentemente não saturados, apresentando uma poro pressão negativa denominada de sucção. A sucção total é a soma de duas parcelas principais: uma decorrente da ação das forças capilares e de absorção, chamada de sucção matricial, e a outra decorrente das forças osmóticas, denominada de sucção osmótica.

Na Figura 3.6 é apresentada a curva característica da sucção versus teor de umidade para o horizonte B do solo natural. Estes ensaios foram realizados por Nakahara (1995) em célula de pressão. As amostras foram extraídas em anéis cortantes, mantendo sua estrutura e condições de campo. Observa-se que, para os

valores dos teores de umidade próximos à umidade de campo (23 a 26%), os valores de sucção medidos são pequenos, variando entre 50 e 10 kPa. Por serem considerados valores baixos, estes foram ignorados em análises posteriores. Esta simplificação acarreta na hipótese de que o comportamento do solo é condicionado pelas ligações físico-químicas devido à cimentação.

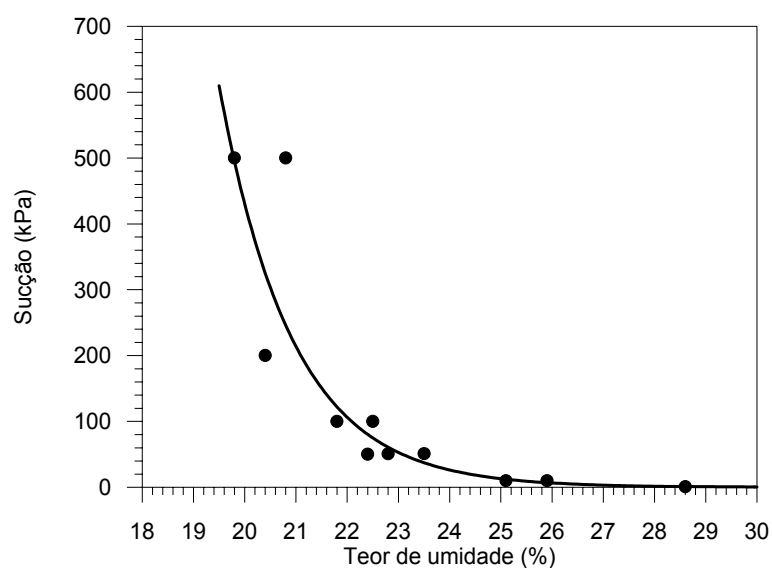


Fig 3.6 - Curva característica do Horizonte B (Nakahara, 1995)

CAPITULO 4

PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O propósito da realização de um projeto de experimentos é aprofundar o conhecimento sobre o comportamento de um determinado processo. Para um projeto de experimentos ser efetivo o mesmo deve contemplar três partes. A primeira parte consiste na definição dos objetivos do trabalho e na identificação do objeto de estudo. Inicialmente, reúne-se todo o conhecimento já disponível sobre o mesmo e separa-se o conhecimento consolidado das informações questionáveis. Quanto maior o conhecimento já adquirido de um determinado assunto e maior o grau de confiança destas informações, menor será o programa experimental necessário para a obtenção das informações ainda não disponíveis ou questionáveis. Procura-se então definir todos os elementos em estudo que estão presentes no experimento, como por exemplo, características de qualidade, variáveis de resposta, fatores controláveis e fatores não controláveis.

As características de qualidade são aquelas características do produto ou processo que refletem a qualidade do mesmo. As variáveis de resposta são grandezas mensuráveis que possuem uma forte correlação com as características de qualidade, de modo que, medindo-se aquelas, sabe-se como está o desempenho

destas. Muitas vezes são necessárias várias variáveis de resposta para representarem uma só característica de qualidade. Os fatores controláveis e não controláveis são os elementos que geram influências nas variáveis de resposta, conseqüentemente, nas características de qualidade do objeto de estudo.

A segunda parte do projeto experimental consiste no planejamento dos pontos a serem experimentados. Procuram-se informações que permitam estabelecer relações de causa-efeito entre os fatores controláveis de interesse e as variáveis de resposta. Ou seja, no conjunto de fatores controláveis apenas alguns tem seu efeito pesquisado sobre as variáveis de resposta. Para pesquisar o efeito de um fator controlável sobre uma variável de resposta são realizados ensaios. Em cada ensaio, faz-se o fator controlável ter um determinado valor e mede-se a variável de resposta. Os diversos valores que um fator controlável assume no programa experimental são denominados de níveis. Os fatores controláveis que não estão sendo pesquisados são mantidos constantes para não aumentarem o tamanho do programa experimental.

Na terceira parte do projeto experimental são analisados os dados obtidos na segunda parte. Através de diversas técnicas, como análise de regressão múltipla, tornam-se conhecidas as relações causais entre os fatores controláveis pesquisados e as variáveis de resposta. Maiores detalhes sobre projeto e análise de experimentos podem ser encontrados em Montgomery (1984), Nanni & Ribeiro (1992) e Pasa (1996).

O programa experimental estabelecido nesta pesquisa tem como objetivo principal identificar o efeito da adição de fibras de polipropileno nas propriedades mecânicas de um solo arenoso cimentado e não cimentado. Estas propriedades mecânicas são obtidas através de ensaios de laboratório e de campo, por isso, o programa experimental pode ser dividido em duas etapas: etapa de laboratório e etapa de campo. A etapa de laboratório consiste na realização de ensaios de caracterização do solo e de ensaios triaxiais do solo arenoso cimentado e não cimentado, com e sem reforço de fibras. Na etapa de campo verificou-se o comportamento carga x recalque do material compósito "in situ". A seguir são

descritos o programa experimental, os equipamentos, métodos e ferramentas de análise utilizados em cada etapa da pesquisa.

4.2 ETAPA DE LABORATÓRIO

A etapa de laboratório tem como objetivo principal quantificar a influência da adição de fibras no comportamento tensão-deformação de um solo arenoso com e sem cimentação.

4.2.1 Projeto experimental

O comportamento dos solos reforçados com fibras é influenciado por fatores relacionados à matriz, como granulometria e índice de vazios, e por fatores relacionados ao reforço, como rigidez, comprimento, espessura, teor, rugosidade, orientação e formato da fibra. Sabe-se que todos estes fatores são importantes, porém, esta pesquisa se restringe ao estudo da influência do teor ou porcentagem de fibra (PF), do comprimento da fibra (CF), da espessura ou título da fibra (TF), do teor ou porcentagem de cimento (PC), da densidade relativa (D_r), da tensão de confinamento (TC) e da distribuição granulométrica do solo, a qual é representada pelo diâmetro médio das partículas (D_{50}), no comportamento mecânico do material compósito. A escolha destas variáveis investigadas e de suas faixa de variação são decorrentes do seu grau de importância e da necessidade de limitação do programa experimental por restrições temporais. Os valores e faixa de variação de alguns dos fatores controláveis investigados neste trabalho são definidos em função de estudos já realizados anteriormente, como por exemplo, o trabalho desenvolvido por Montardo (1999).

O projeto experimental desta etapa de laboratório consiste basicamente na medida de variáveis de resposta em ensaios de compressão triaxial convencionais. Esta etapa é dividida em duas fases experimentais denominadas de primeira e segunda. Num primeiro momento, ensaios de caracterização física são necessários com o objetivo de caracterizar os solos.

a) Ensaios de caracterização

Neste trabalho são empregados três solos arenosos com distribuição granulométrica diferentes. Portanto, a determinação da curva granulométrica, da densidade real dos grãos, do índice de vazios máximo e mínimo são indispensáveis para dar prosseguimento ao programa experimental.

b) Ensaios triaxiais: primeira fase experimental

A primeira fase experimental tem como objetivo principal estudar a influência do comprimento e do teor de fibras num material arenoso, cimentado e não cimentado, através de ensaios de compressão triaxial drenados. Tendo estabelecido claramente os objetivos a serem alcançados, há a possibilidade de planejar os experimentos com a definição dos fatores controláveis, das características de qualidade e das variáveis de resposta. Os fatores controláveis, fixos e variáveis, e seus respectivos níveis de investigação correspondentes a esta primeira fase experimental são apresentados nas Tabelas 4.1 e 4.2.

Tabela 4.1– Níveis dos fatores controláveis fixos da primeira fase experimental

Fator controlável	Nível
Título da fibra (dtex)	3,3
Densidade relativa (%)	70
Diâmetro efetivo - D_{10} (mm)	0,16
Diâmetro médio - D_{50} (mm)	0,28
Coefficiente de curvatura (C_c)	1,2
Coefficiente de uniformidade (C_u)	1,9
Teor de umidade (%)	10
Tempo de cura	3 dias
Condição de carregamento	CID
Tipo de cimento	CPV-ARI
Tipo de fibra	polipropileno

Nota: dtex= 1g/10000 m

Tabela 4.2 – Fatores controláveis da primeira fase experimental

Fator controlável	NÍVEIS	Fatores controláveis fixos												
		Dr	TF	ω	C _u	C _c	D ₅₀	Tempo de cura	Condição de carregamento	Tipo de cimento	Tipo de fibra			
PF	0 – 0,25 – 0,50 – 0,75													
CF	12 – 24 – 36	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
PC	0 - 7													
TC	20 – 60 - 100													

Nota: PF (%); CF (mm); PC (%); TC (kPa)

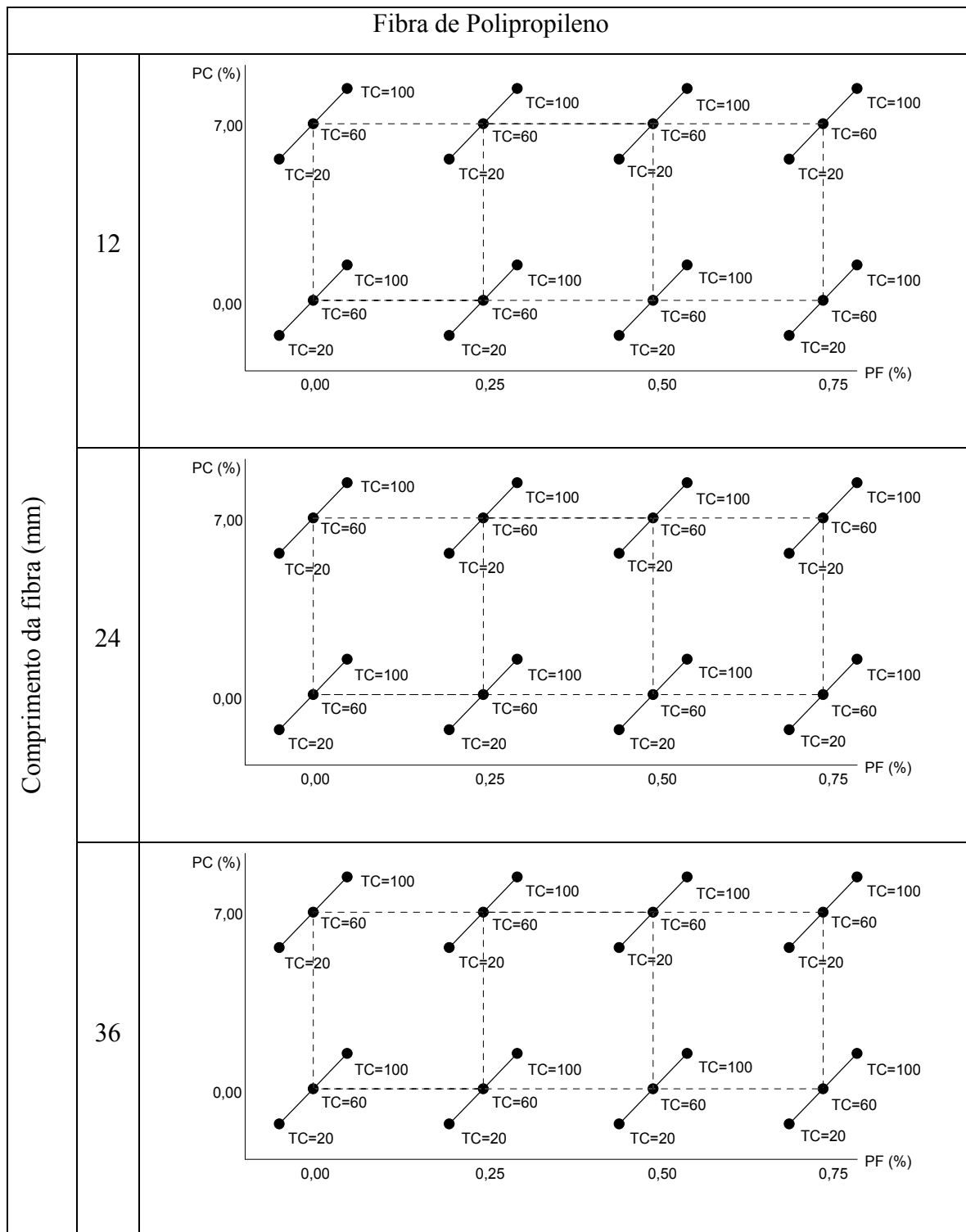
Com o conhecimento dos fatores controláveis é possível planejar os experimentos. O programa experimental com seus respectivos pontos experimentais é mostrado no Quadro 4.1. Pode-se notar que para cada vértice do quadrado há três ensaios triaxiais correspondendo a cada uma das três tensões de confinamento utilizadas, totalizando 72 ensaios triaxiais nos três níveis de comprimento de fibra. Considerando que alguns pontos experimentais são comuns, o número de experimentos que realmente devem ser executados é de 60 ensaios triaxiais.

As variáveis de resposta medidas nos ensaios permitem avaliar as características de qualidade do material em estudo. Em se tratando de ensaios triaxiais, as variáveis de resposta obtidas são: tensão desvio de ruptura (q_{rup}), tensão desvio última (q_{ult}), módulo de deformação secante inicial (E_s) para deformações axiais de 0,01% e 0,1%, capacidade de absorção de energia de deformação (E_{def}) para uma deformação axial de 10%, índice de fragilidade (I_f), intercepto coesivo de pico (c'), ângulo de atrito interno de pico (ϕ'), intercepto coesivo último (c'_{ult}) e ângulo de atrito interno último (ϕ'_{ult}). Através destas variáveis de resposta é possível obter as características de qualidade do produto como resistência à compressão triaxial de ruptura, resistência à compressão triaxial última, rigidez inicial, tenacidade e ductilidade.

c) Ensaios triaxiais: segunda fase experimental

A segunda fase experimental tem como objetivo principal estudar o efeito da densidade relativa, da porcentagem de cimento, do título da fibra, da tensão de confinamento e da granulometria do solo no comportamento tensão-deformação de um solo arenoso com e sem cimentação. A partir destes objetivos são definidos os fatores controláveis, os quais, estão apresentados nas Tabelas 4.3 e 4.4. Nestas tabelas estão indicados também os níveis investigados de cada fator controlável, tanto os fatores controláveis fixos como os variáveis.

Quadro 4.1 – Projeto experimental dos ensaios triaxiais da primeira fase



Nota: PC = porcentagem de cimento; PF = porcentagem de fibra; TC= tensão confinante (kPa)

Tabela 4.3- Fatores controláveis da segunda fase experimental

Efeito principal	Fator controlável	Níveis	Fatores controláveis fixos														
			e	CF	TF	PF	ω	D ₅₀	C _c	C _u	Condição de carregamento	Tipo de fibra	Tipo de cimento	Tempo de cura			
D _R	D _t	40 - 70 - 100															
	PC	0 - 7	X	X													
	PF	0 - 0,50	X	X													X
	TC	20 - 60 - 100															
PC	PC	0 - 1 - 4 - 7 - 10	X	X													
	PF	0 - 0,50	X	X													X
	TC	20 - 60 - 100															
TF	TF	3,3 - 17 - 88	X	X													
	PC	0 - 7	X	X													X
	TC	20 - 60 - 100															
D ₅₀	D ₅₀	0,28 - 0,62 - 1,1															
		0 - 7	X	X													X
	PF	0 - 0,50	X	X													X
	TC	20 - 60 - 100															
TC	TC	20-60-100-300-500	X	X													
	PF	0 - 0,50	X	X													X
	PC	0 - 7	X	X													X

Nota: D_t (%); PC (%); PF (%); TC; D₅₀ (mm); TF (dtex)

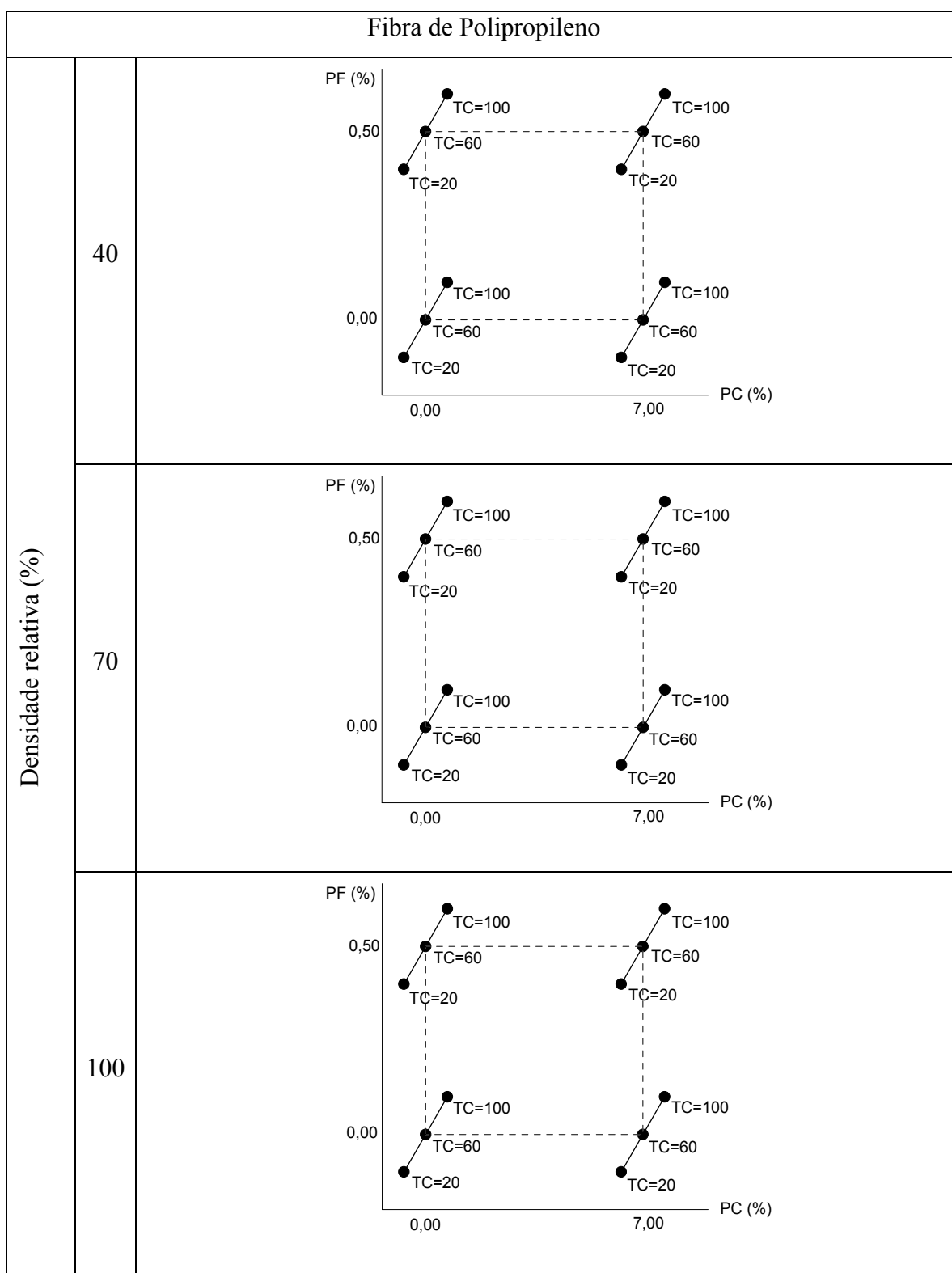
Tabela 4.4– Níveis dos fatores controláveis fixos da segunda fase experimental

Fator controlável	Nível
Índice de vazios (e)	0,65
Comprimento das fibras (mm)	24
Porcentagem de fibras (%)	0,50
Título da fibra (dtex)	3,3
Diâmetro médio – D ₅₀ (mm)	0,28
Coefficiente de curvatura (C _c)	1,2
Coefficiente de uniformidade (C _u)	1,9
Teor de umidade (%)	10
Tempo de cura	3 dias
Condição de carregamento	CID
Tipo de cimento	CPV-ARI
Tipo de fibra	polipropileno

Nota: dtex= 1g/10000 m

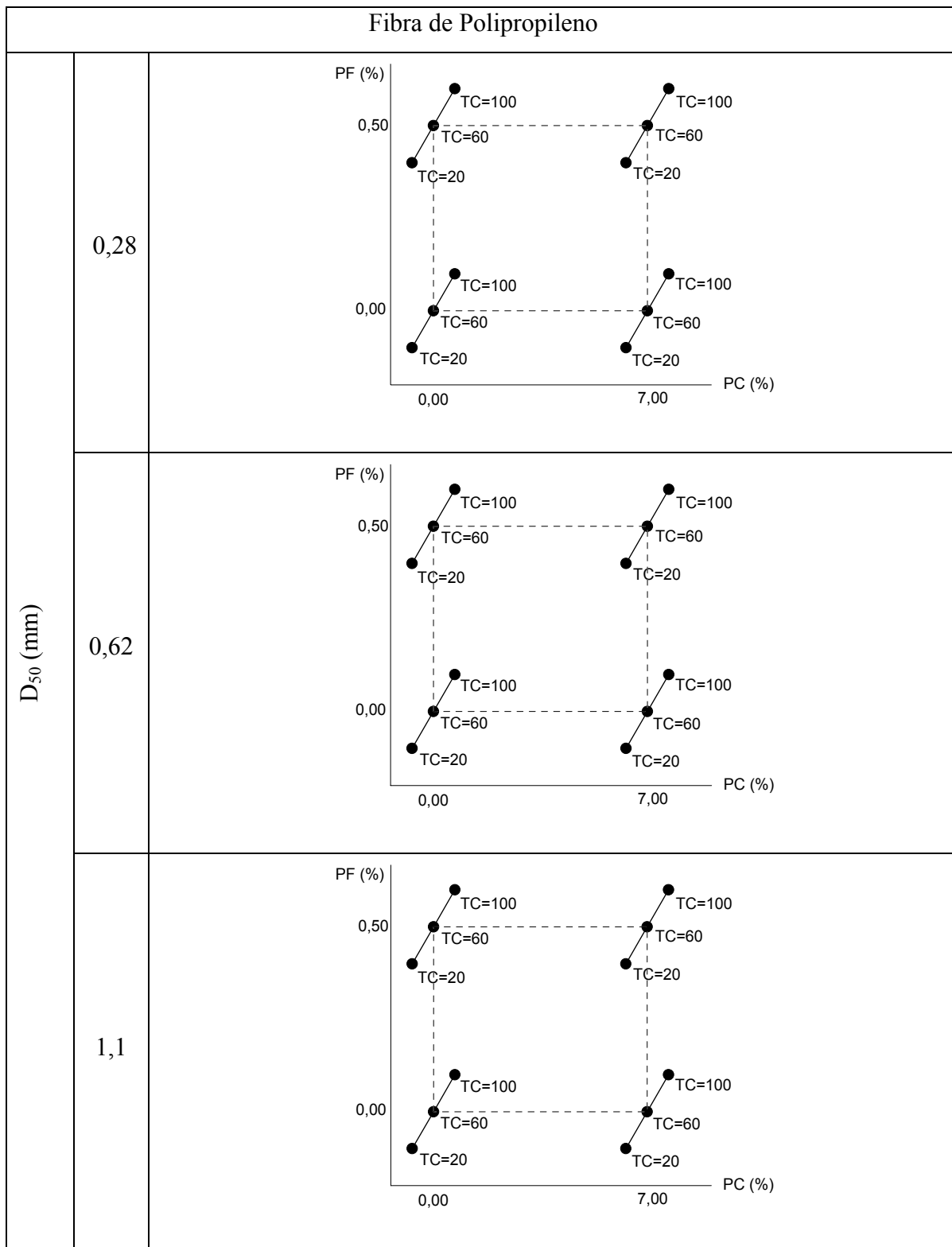
O projeto experimental elaborado conforme os objetivos traçados para esta segunda fase experimental é apresentado nos Quadros 4.2 a 4.6. Considerando todos os pontos experimentais, há um total de 230 ensaios triaxiais previstos para esta segunda fase. Sabendo-se que muitos pontos experimentais são idênticos aos da primeira fase, o número de experimentos a serem realmente executados nesta segunda fase é de 86 ensaios triaxiais consolidados isotropicamente e drenados, o que totaliza 146 ensaios triaxiais executáveis considerando primeira e segunda fases. As variáveis de resposta e as características de qualidade obtidas para esta segunda fase são as mesmas já mencionadas na primeira fase experimental.

Quadro 4.2 – Projeto experimental relativo ao estudo da influência da densidade relativa



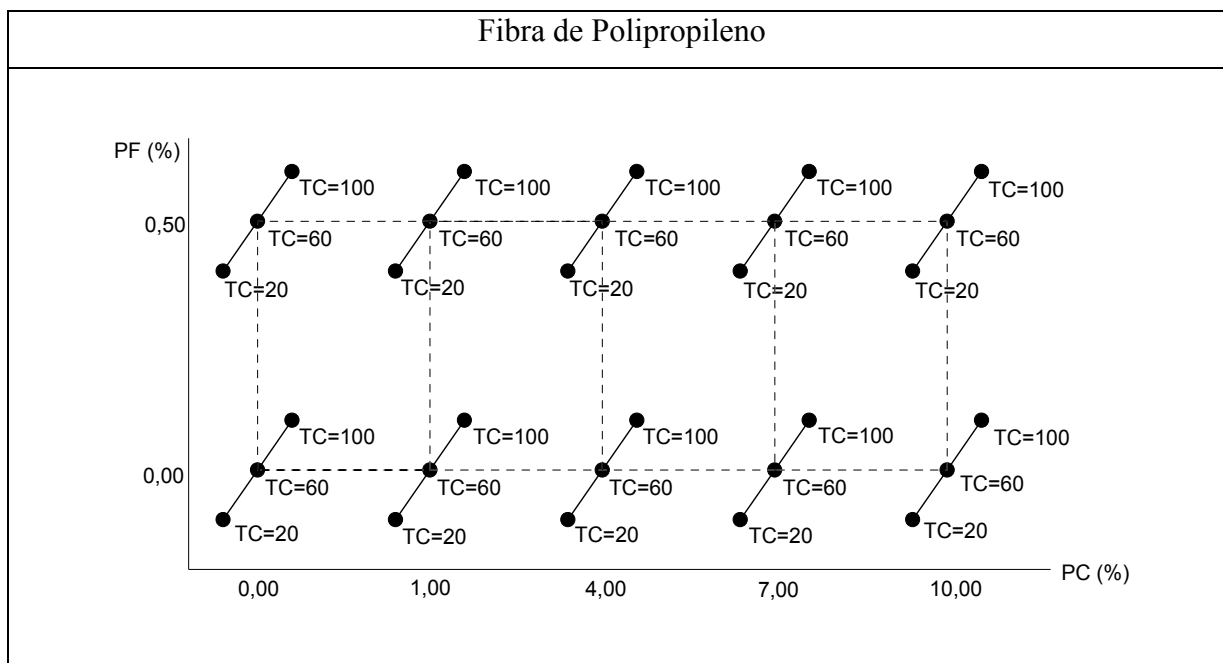
Nota: PC = porcentagem de cimento; PF = porcentagem de fibra; TC= tensão confinante (kPa)

Quadro 4.3 – Projeto experimental relativo ao estudo da influência da granulometria do solo

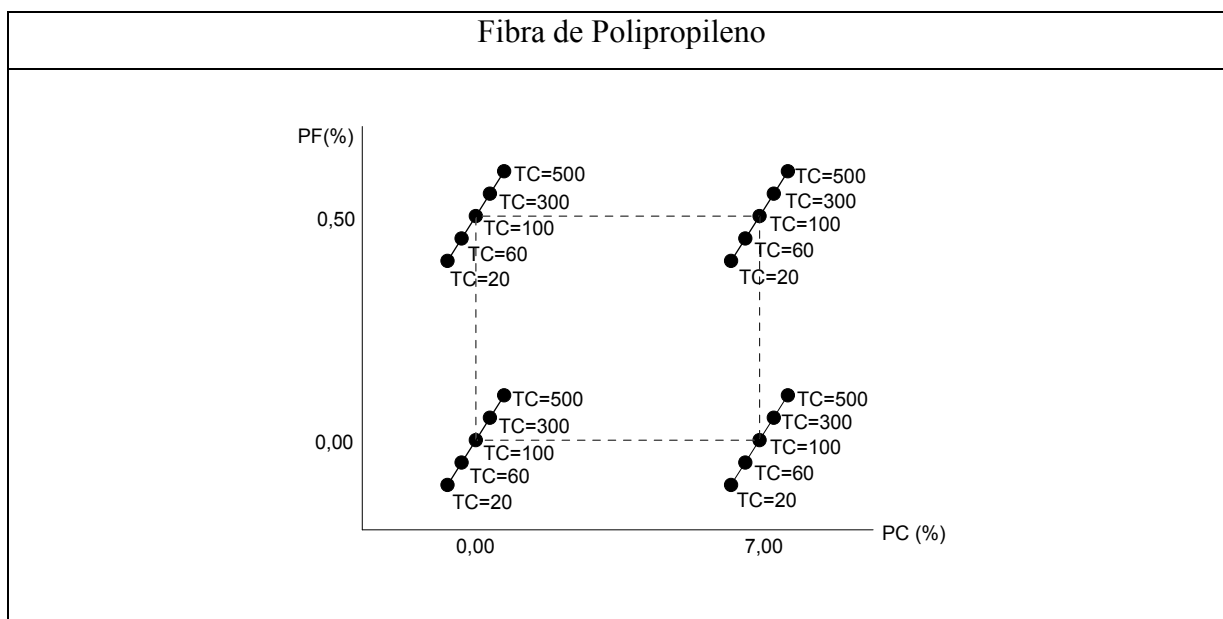


Nota: PC = porcentagem de cimento; PF = porcentagem de fibra; TC= tensão confinante (kPa)

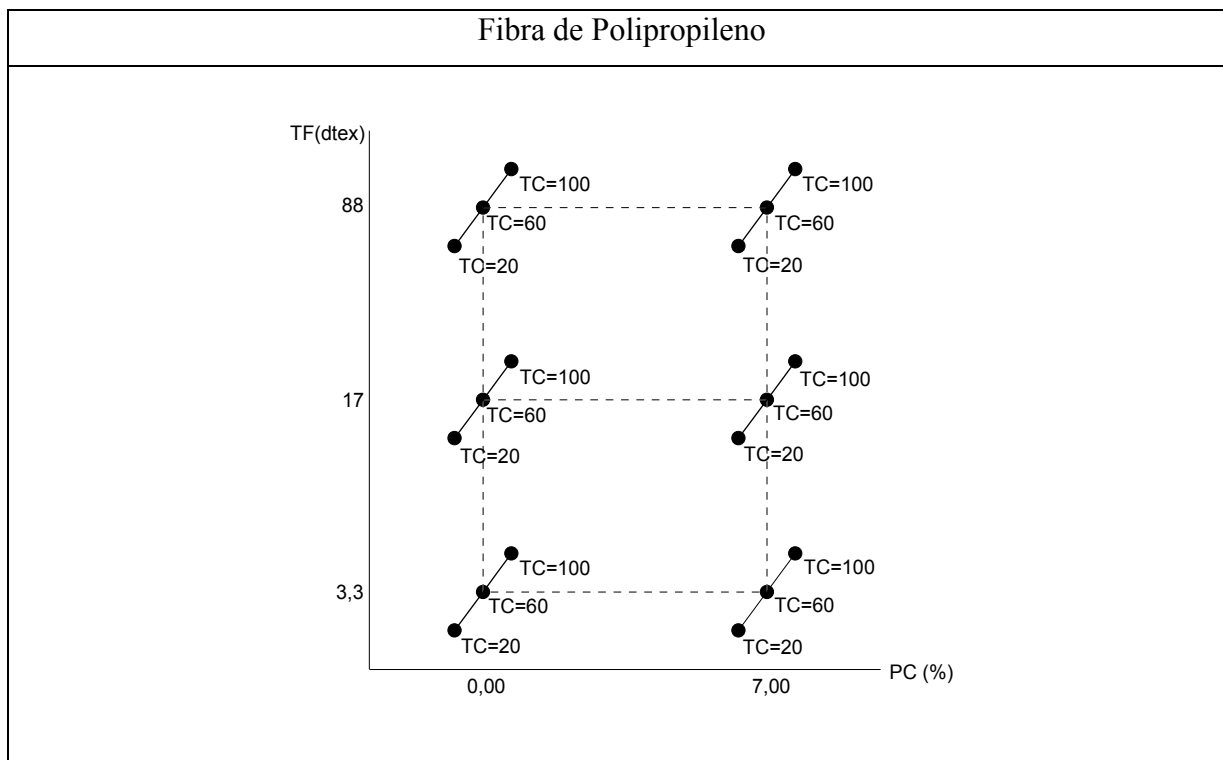
Quadro 4.4 – Projeto experimental relativo ao estudo da influência do teor de cimento



Quadro 4.5 – Projeto experimental relativo ao estudo da influência da tensão confinante



Quadro 4.6 – Projeto experimental relativo ao estudo da influência do título da fibra



Nota: PC = porcentagem de cimento; TF = título da fibra; TC= tensão confinante (kPa)

4.2.2 Análise dos resultados dos ensaios triaxiais

Como já mencionado anteriormente, a última etapa do projeto experimental consiste na análise dos dados obtidos. Neste trabalho é utilizada uma análise de regressão múltipla com a finalidade de conhecer-se as relações causais entre os fatores controláveis pesquisados e as variáveis de resposta. Para a realização desta análise é utilizado o programa computacional Statistica. Como os experimentos estão divididos em vários blocos, a análise dos mesmos é realizada separadamente para cada bloco experimental, ou seja, primeiramente são analisados os resultados da primeira fase experimental seguido da análise dos resultados da segunda fase experimental. Considerando somente a segunda fase experimental, os resultados são divididos em cinco grupos e são analisados separadamente por grupo. Cada grupo de ensaios corresponde ao estudo específico do efeito de um fator principal, que são: estudo do efeito do teor de cimento, da densidade relativa, do título da fibra, da granulometria do solo e da tensão de confinamento.

4.2.3 Equipamentos e métodos

A seguir são descritos os equipamentos, métodos de ensaio e demais procedimentos empregados no desenvolvimento do programa experimental.

a) Ensaios de caracterização física

O controle de umidade de moldagem dos corpos de prova e a determinação da umidade higroscópica do solo seguiram o método descrito na NBR 6457 (ABNT, 1986).

A análise granulométrica por peneiramento foi realizada conforme a norma NBR 7181 (ABNT, 1984). A determinação da densidade real dos grãos seguiu o método descrito na norma NBR 6508 (ABNT, 1984). O ensaio para obtenção do índice de vazios máximo seguiu a NBR 12051 (ABNT, 1990) e para a obtenção do índice de vazios mínimo seguiu as recomendações da norma NBR 12004 (ABNT, 1990).

b) Preparação dos corpos-de-prova

A preparação dos corpos-de-prova em laboratório foi realizada em quatro fases: mistura, moldagem, armazenamento e cura.

A mistura dos componentes foi realizada em recipiente apropriado na seguinte seqüência: solo, cimento, água e fibra. Esta seqüência é considerada a mais indicada pois permite que o cimento seja misturado com o solo seco garantindo melhor homogeneização da matriz. A adição das fibras foi realizada somente após a água ter sido acrescentada. Esta técnica é adequada para evitar a segregação das fibras que ocorre se a matriz está seca. A mistura foi realizada manualmente até ser obtida a homogeneização, a qual, foi verificada visualmente.

A quantidade de fibra adicionada à mistura foi determinada em relação ao peso de solo seco. A quantidade de cimento foi determinada em relação a soma dos pesos de solo seco e de fibra. Desta forma, garante-se que a relação, em massa, entre o peso de cimento com o peso de solo e de fibra é sempre a mesma para uma dada porcentagem de cimento. O peso de água foi calculado em relação ao peso total do material seco (solo, cimento e fibra). Todos os materiais foram pesados com resolução de 0,01 g.

Os corpos-de-prova foram moldados nas densidades relativas de 40, 70 e 100%, e com um teor de umidade de 10%. A compactação da mistura foi do tipo estática. Os moldes eram de PVC, bipartidos, com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Os corpos-de-prova eram moldados em três camadas de mesma altura. A qualidade dos corpos-de-prova era controlada em função do peso específico aparente seco.

Após a moldagem, os corpos-de-prova eram mantidos ainda dentro dos moldes por 24 horas para que as reações de cimentação conferissem uma resistência mínima e permitissem a desmoldagem dos mesmos sem o risco de quebra. Depois de desmoldados, as dimensões e o peso dos corpos-de-prova eram determinados para posteriormente serem acondicionados em sacos plásticos devidamente identificados e vedados para evitar perda de umidade.

Os corpos-de-prova sem cimentação foram compactados diretamente sobre o pedestal da prensa triaxial utilizando-se um molde bipartido apropriado para este tipo de moldagem. Após a compactação, a aplicação de vácuo de 20 kPa na base do corpo-de-prova permitia a retirada do molde metálico e garantia a integridade do mesmo até a aplicação da tensão confinante.

c) Ensaio de resistência à compressão triaxial

Os ensaios de resistência à compressão triaxial do tipo CID (consolidado isotropicamente e drenado) foram executados sob carregamento estático num equipamento da marca Geonor, com deformação controlada, acoplado a um sistema

de aquisição de dados. As tensões confinantes adotadas foram de 20, 60, 100, 300 e 500 kPa.

As principais características do equipamento são descritas a seguir:

- a) Medidores de pressão: a poro-pressão é medida através de um transdutor de pressão, da marca SODMEX, do tipo HP200, ligado à base do corpo de prova. A capacidade deste transdutor é de 500 kPa. Outro transdutor de pressão de mesma marca, com capacidade de 1000 kPa, mede a pressão confinante aplicada.
- b) Aquisição de dados: conversor analógico/digital (data-logger) da marca Hewlett Packard e um microcomputador PC/AT 386.
- c) Medidor de variação volumétrica: para a medição externa da variação volumétrica do corpo-de-prova utilizou-se um transdutor do tipo Imperial College.
- d) Medidores de deformação: transdutor de deslocamento da marca Gefran, modelo LTM 50Sm, como instrumento de medida externa de deformação axial e instrumentação interna de deformação axial através de sensores de efeito Hall (Clayton et al., 1989; Soares et al., 1994).
- e) Medidor de carga axial: célula de carga da marca Kratos, modelo KM, capacidade de 10 kN.

Os procedimentos adotados na execução dos ensaios triaxiais seguem os princípios gerais descritos por Bishop & Henkel (1957) e Head (1982). Estes procedimentos podem ser divididos em quatro fases distintas: montagem, saturação, adensamento e cisalhamento.

A primeira fase consiste na montagem do corpo-de-prova na câmara triaxial e no ajuste dos sensores de efeito Hall para medida interna das deformações.

A fase de saturação pode ser dividida em duas etapas. Na primeira etapa percolava-se água da base para o topo do corpo-de-prova sob uma pressão hidráulica de aproximadamente 5 kPa. Nesta etapa o corpo-de-prova era submetido a uma tensão de confinamento de 20 kPa para impedir que houvesse fluxo preferencial entre o corpo-de-prova e a membrana. Quando atingia-se um volume de água percolada de aproximadamente três vezes o volume do corpo-de-prova e constatava-se que não havia mais saída de bolhas de ar em uma proveta conectada ao topo do corpo-de-prova, considerava-se concluída esta primeira fase de saturação. A segunda etapa consistia na saturação do corpo-de-prova por contra-pressão. Aumentava-se gradualmente a contra-pressão e a tensão de confinamento em incrementos de 50 kPa de forma a manter-se uma diferença de 20 kPa. Aplicava-se um novo incremento de pressão quando a poro-pressão monitorada na base do corpo-de-prova equalizava-se com a contra-pressão aplicada no topo do mesmo. O máximo valor aplicado de contra-pressão foi de 450 kPa, o qual, era mantido constante durante todo o ensaio. A saturação da amostra foi monitorada através da medição do parâmetro B (Skempton, 1954). A medida do parâmetro B foi realizada após a aplicação do último incremento de contra-pressão, isto porque a estrutura de um corpo-de-prova cimentado pode ser afetada pela aplicação cíclica de um carregamento não drenado (Bressani, 1990).

A fase de adensamento da amostra consiste na aplicação da tensão confinante efetiva, a qual é definida como a diferença entre a contra-pressão aplicada no topo do corpo-de-prova e a tensão de confinamento aplicada na câmara triaxial. Esta fase era concluída quando ocorria a dissipação do excesso de poro-pressão gerado pela tensão confinante.

Concluída a fase de adensamento iniciava-se a fase de cisalhamento da amostra. A velocidade de cisalhamento adotada de 0,02 mm/min era suficientemente baixa para garantir a drenagem do corpo-de-prova.

4.2.4 Materiais utilizados

Como os materiais compósitos fibrosos possuem duas fases, que são a

matriz e o elemento de reforço, a seguir são descritas as características dos materiais que compõe cada uma das fases.

a) Solo

Três tipos de solos granulares foram utilizados neste estudo. Um tipo de solo, denominada neste trabalho de areia 1, é proveniente de uma jazida localizada no município de Osório-RS. Esse material caracteriza-se por ser uma areia fina, limpa e de granulometria uniforme. A análise mineralógica desta areia, realizada por Spinelli (1999), indica a presença de 99% de quartzo e o restante composto de glauconita, ilmenita, turmalina e magnetita. Não foi observada a presença de matéria orgânica.

O segundo tipo de solo, denominado de areia 2, foi obtido em estabelecimento comercial e selecionado em laboratório dentro de um intervalo granulométrico, entre as peneiras número 10 e 40. O objetivo disso era a obtenção de uma areia com granulometria grosseira e uniforme.

O terceiro tipo de solo, denominado de areia 3, foi obtido a partir de uma mistura das areias 1 e 2 de tal forma que se obtivesse um material desuniforme.

Os ensaios de distribuição granulométrica e da determinação das propriedades físicas da areia 1 foram realizados por Garcia (1998). Estes resultados, juntamente com os resultados dos demais solos, são apresentados na Figura 4.1 e na Tabela 4.5.

b) Cimento

Como agente cimentante foi utilizado o cimento Portland de Alta Resistência Inicial (ARI), tipo CPV. Na Tabela 4.6 são apresentadas as características físicas e mecânicas do cimento.

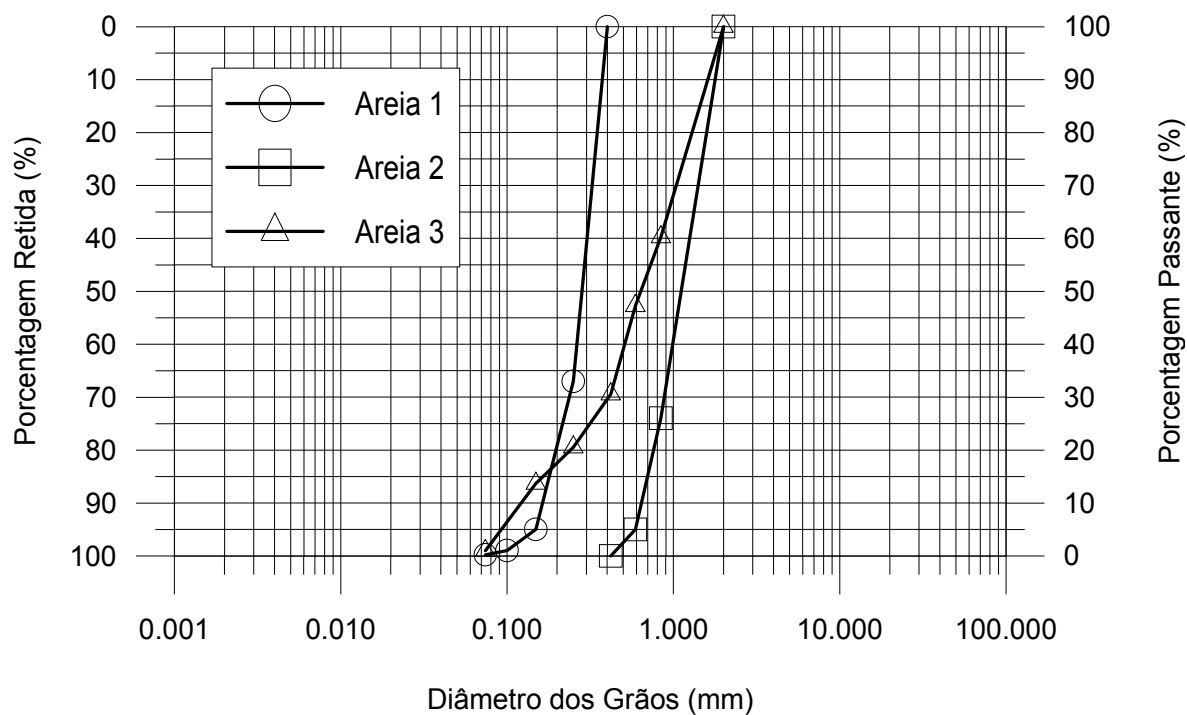


Figura 4.1 – Curvas granulométricas dos solos

Tabela 4.5 – Propriedades físicas dos solos

Propriedades físicas	Areia 1	Areia 2	Areia 3
Densidade real dos grãos	2,62	2,64	2,65
Coeficiente de uniformidade (C_u)	1,9	1,95	6,9
Coeficiente de curvatura (C_c)	1,2	0,95	1,69
Diâmetro efetivo - D_{10} (mm)	0,16	0,64	0,12
Diâmetro médio - D_{50} (mm)	0,28	1,1	0,62
Índice de vazios mínimo (e_{min})	0,57	0,65	0,42
Índice de vazios máximo (e_{max})	0,85	0,73	0,57

Tabela 4.6 – Características do cimento CPV-ARI (Montardo, 1999)

	Finura	Tempo de pega		Resistência à compressão			
	Massa específica (kg/m ³)	Início (min)	Fim (min)	1 dia (MPa)	3 dias (MPa)	7 dias (MPa)	28 dias (MPa)
Média	3,11	195	296	23,5	39,2	45,2	53,3
Mínimo	3,11	165	258	22,1	37,8	41,6	51,4
Máximo	3,11	218	365	25,2	41,8	47,2	53,6
Desvio padrão	0,00	14	27	0,9	0,9	1,2	1,3

c) Água

A água utilizada na preparação dos corpos de prova foi água destilada. Para a execução das camadas compactadas em campo foi utilizada água potável proveniente de um poço artesiano sem qualquer tipo de tratamento.

d) Fibras

As fibras utilizadas nesta pesquisa são fibras de polipropileno fabricadas pela Fitesa Fibras e Filamentos S/A. O termo utilizado na indústria têxtil para designar a espessura dos filamentos é o título, sendo que a unidade do título é o dtex, que representa a relação entre o peso e o comprimento do filamento (1 dtex=1g/10000m). As fibras utilizadas nesta pesquisa possuem títulos de 3,3, 44 e 88 dtex. Isto corresponde a um diâmetro de 0,023 mm, 0,049 mm e 0,112 mm, respectivamente. As fibras de polipropileno, segundo dados fornecido pelo fabricante, possuem uma resistência à tração de 120 MPa, módulo de 3 GPa, densidade de 0,91 e um alongamento na ruptura de 80%. Na Figura 4.2 podem ser observadas as fibras de polipropileno de 24 mm de comprimento e um detalhe das fibras obtido através de uma imagem de microscopia eletrônica de varredura (MEV).

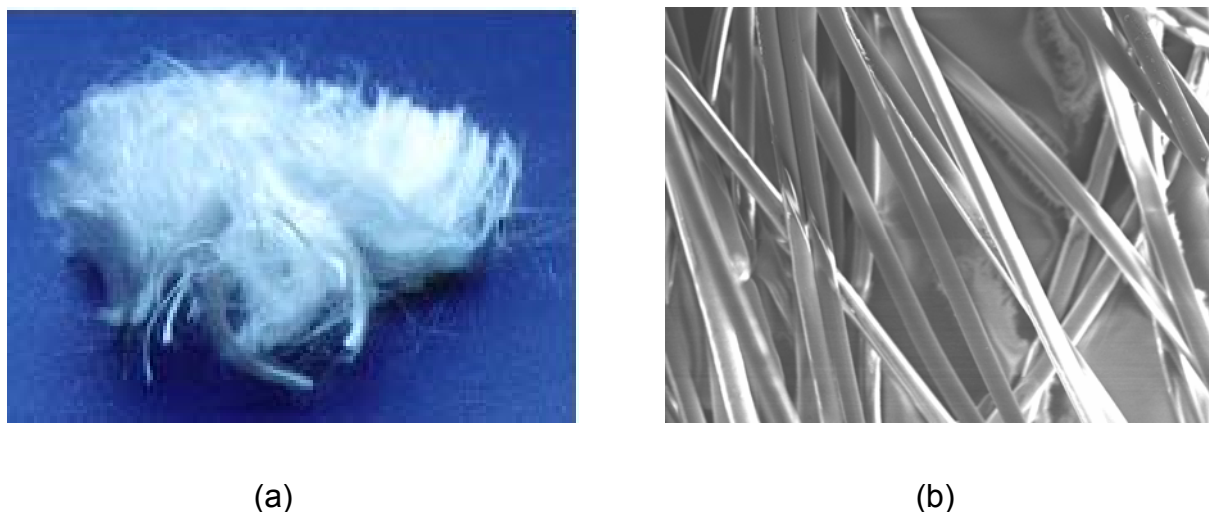


Figura 4.2 – Fibras de polipropileno (Casagrande, 2001)

(a) Cortadas em comprimento de 24 mm

(b) Imagem de MEV com aumento de 230x

4.3 ETAPA DE CAMPO

A etapa de campo tem como objetivo principal verificar a influência da adição de fibras no comportamento carga x recalque de um solo arenoso cimentado reforçado com fibras através de ensaios de placa.

4.3.1 Projeto experimental

A definição do número de ensaios de placa a serem executados ou número de camadas a serem construídas foi em função de algumas restrições como tempo e custo. Sabendo-se destas restrições, estabeleceu-se que seriam utilizadas placas de 0,30 e 0,60 m de diâmetro para camadas tratadas de 0,30 m de espessura, ou seja, relações entre espessura da camada tratada e diâmetro da placa (H/D) igual a 0,5 e 1,0. Baseado nos resultados dos ensaios triaxiais realizados na etapa de laboratório e em função de algumas facilidades construtivas, como facilidades de compactação

e de mistura em campo, definiu-se alguns pontos experimentais, e, conseqüentemente, os fatores controláveis e os níveis de cada fator controlável desta etapa de campo. Estes fatores controláveis, fixos e variáveis, estão apresentados nas Tabelas 4.7 e 4.8 com seus respectivos níveis de investigação.

Tabela 4.7 – Fatores controláveis fixos

Fator controlável	Nível
Teor de umidade (%)	10
Espessura da camada (m)	0,30
Tipo de cimento	CPV-ARI
Tipo de fibra	polipropileno
Título da fibra (dtex)	3,3
Comprimento da fibra (mm)	24
Densidade relativa (%)	70
Solo	areia 1 (Osório)
Profundidade do ensaio (m)	1,00

Tabela 4.8 – Fatores controláveis investigados

Fator controlável	Níveis
Porcentagem de fibra (%)	0 - 0,25 – 0,50
Teor de cimento (%)	4 - 7
Diâmetro da placa (m)	0,30 – 0,60

A definição dos fatores controláveis possibilitou o planejamento dos ensaios de placa apresentado na Tabela 4.9. Um total de 8 ensaios de placa foram previstos para serem realizados sobre as camadas tratadas no campo experimental de Cachoeirinha. Para a realização destes ensaios foi necessária a construção de cinco camadas compactadas compostas de areia-cimento e areia-cimento-fibras.

Tabela 4.9 – Projeto experimental dos ensaios de placa

Fator controlável	Nível	Fatores controláveis						
		PC		PF			Diâmetro da placa	
		4	7	0	0,25	0,50	0,30	0,60
Tipo de solo	Areia 1 (Osório)		X	X			X	
			X			X	X	
		X		X			X	
		X		X				X
		X				X	X	
		X				X		X
		X			X		X	
		X			X			X

Nota: PC (%); PF (%), diâmetro da placa (m)

Os ensaios de placa tiveram como finalidade obter as seguintes variáveis de resposta:

- curvas carga-recalque;
- capacidade de carga máxima para diferentes relações H/D (espessura da camada/diâmetro da placa);
- capacidade de carga última;
- mecanismos de ruptura para sistemas de dupla camada com e sem reforço de fibras.

Com o objetivo de obter os parâmetros de resistência e deformabilidade das camadas executadas em campo, foram previstas também retiradas de amostras das camadas tratadas em campo e moldagem de corpos-de-prova cilíndricos para execução de ensaios de resistência à compressão triaxial drenados (CID).

A determinação dos parâmetros de resistência do material tratado em campo tem como objetivo principal a utilização dos mesmos em métodos analíticos de

cálculo da capacidade de suporte de fundações superficiais assentes em dupla camada, sendo a superior de maior resistência.

4.3.2 Escavação e construção das camadas

Duas valas foram executadas no campo experimental com o auxílio de uma retroescavadeira nas seguintes dimensões: uma com 6,75 de comprimento, 1,50 m de largura e 1,30 m de profundidade e outra com 7,50 de comprimento, 1,50 de largura e 1,30 m de profundidade. As dimensões das valas foram definidas em função do tamanho das placas a serem utilizadas nos ensaios e da profundidade de ocorrência do horizonte B. O espaçamento entre as placas foi estabelecido em função do diâmetro, utilizou-se um espaçamento entre as bordas da placa de no mínimo duas vezes o diâmetro da mesma. Segundo Thomé (1999), o espaçamento entre as bordas das placas deve ser de no mínimo duas vezes a espessura da camada cimentada. Nas Figuras 4.3 e 4.4 pode ser observada a disposição das placas sobre as camadas tratadas nas duas valas construídas. Após a escavação, o fundo de cada vala foi regularizado com equipamentos manuais porque apresentava desnível.

Os materiais (areia, cimento, fibra e água) foram misturados em betoneira de 320 litros. O método de dosagem e a seqüência com que os materiais foram misturados seguem o mesmo procedimento adotado em laboratório. Inicialmente, a areia de Osório foi espalhada sobre lona plástica para secagem ao ar para posteriormente ser utilizada na mistura. A fibra, como também em laboratório, necessitou de ser previamente desfiada para se obter um maior êxito na mistura. Este procedimento foi executado manualmente.

Após a mistura, o material foi espalhado dentro da cava e compactado em 3 camadas de 10 cm de espessura. O compactador utilizado foi um compactador do tipo placa vibratória, movido a gasolina, adquirido pelo PPGEC/UFRGS. Um total de 2 passagens do compactador foram necessárias para compactar as camadas cimentadas sem fibras, e 5 passagens para compactar as camadas cimentadas com

fibras. Após a compactação, as camadas foram cobertas com lona plástica e solo a fim de evitar perda de umidade até o momento de execução do ensaio.

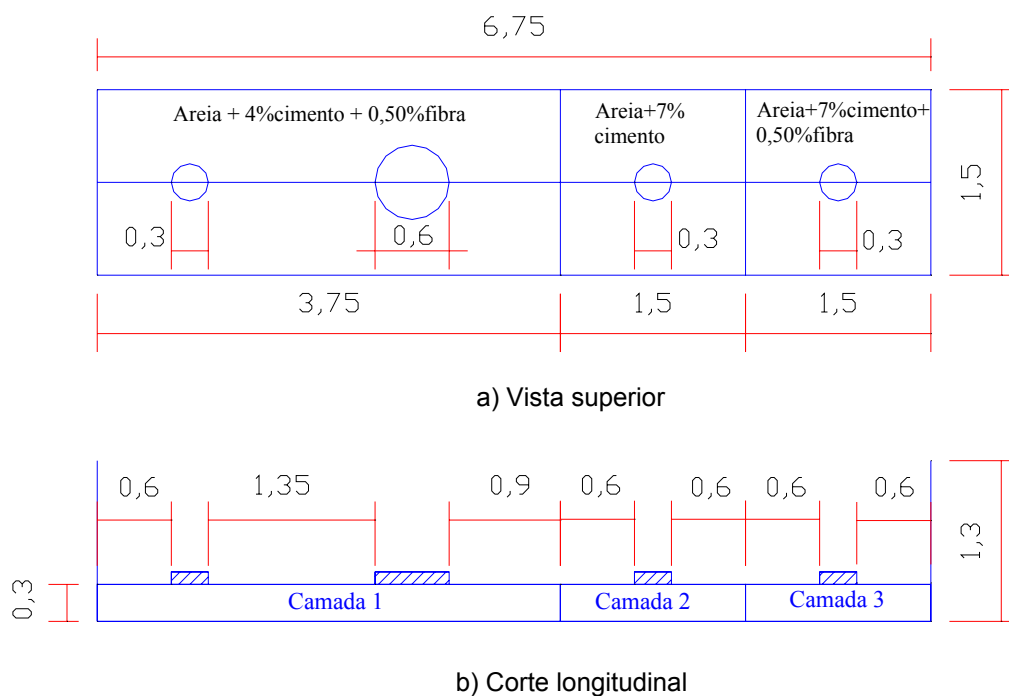


Figura 4.3 – Dimensões da primeira vala (m)

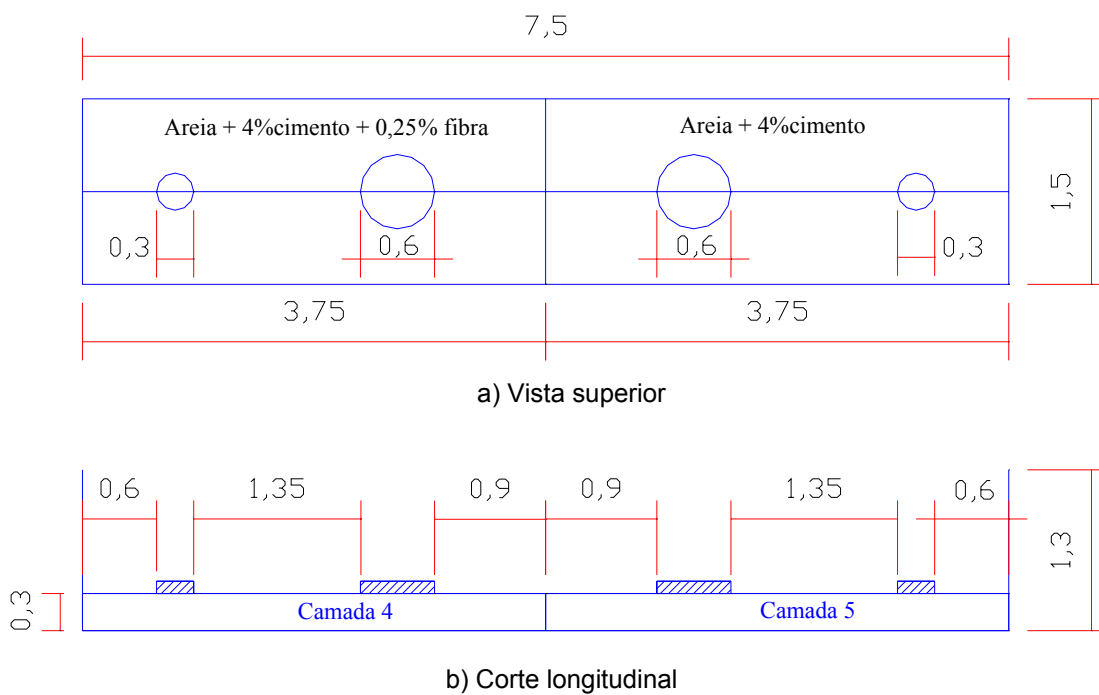


Figura 4.4 – Dimensões da segunda vala (m)

O controle da compactação foi realizado com a retirada de anéis após cada passagem do compactador. A tentativa de retirada de cilindros cortantes não foi bem sucedida, já que este método é recomendado para materiais coesivos (ASTM D2937-83).

4.3.3 Retirada e moldagem das amostras

Como já mencionado anteriormente, ensaios de resistência à compressão triaxial também foram realizados em amostras retiradas de campo das camadas cimentadas compactadas com e sem reforço de fibras. A técnica utilizada para a retirada de amostras em campo foi a amostragem em bloco. Das camadas compactadas de areia cimentada, com ou sem reforço, foram retirados blocos nas dimensões de 30 x 30 x 30 cm. Estes blocos foram devidamente acondicionados e transportados para o laboratório para posterior moldagem de corpos-de-prova nas dimensões de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Esta amostragem e moldagem das amostras foram executadas com o auxílio de equipamentos manuais (pá, picareta, espátulas, facão) e elétricos (esmerilhadeira e brocas odontológicas). Cabe salientar que na moldagem dos corpos-de-prova era necessário um extremo cuidado para não quebrar a amostra, principalmente para baixos teores de cimento.

4.3.4 Ensaio de placa

Uma descrição do equipamento e dos procedimentos do ensaio de placa é realizada a seguir. O equipamento foi inicialmente desenvolvido por Cudmani (1994), posteriormente foi aprimorado e utilizado por diversos pesquisadores como Vendruscolo (1996), Sales (1998), Tessari (1998), Thomé (1999) e Casagrande (2001).

a) Descrição do equipamento

O equipamento utilizado neste trabalho é constituído basicamente de três

sistemas: sistema de reação, sistema de aplicação de carga, sistema de leitura e aquisição de dados.

O sistema de reação consiste de um pórtico com duas sapatas de concreto, uma viga de aço e sobrecarga sobre a viga. A sapata é constituída de uma base de concreto de forma piramidal na qual se engasta uma coluna de aço formada por dois perfis U, totalizando um peso de 2,0 tf para o conjunto sapata-perfil U, aproximadamente. A viga de reação é constituída de um perfil H fabricado com chapa de aço de 1" (2.54 cm) com um peso aproximado de 2,0 tf. A sobrecarga é constituída de 14 blocos de concreto com um peso aproximado de 1,0 tf cada um. Portanto, a sobrecarga total do sistema de reação chega a 20 tf (Figura 4.5).



Figura 4.5 – Sistema de reação utilizado

O sistema de transmissão de cargas consiste de um macaco e bomba hidráulica, uma célula de carga, tubos de transmissão de carga e placas. O macaco e bomba hidráulica, marca ENERPAC, tem uma capacidade de 30 tf. A célula de carga, da marca KRATOS, foi calibrada em laboratório com incrementos de carga de 500 kgf até sua capacidade máxima, ou seja, 20 tf. As placas são constituídas de

aço com espessura de 25,4 mm e reforçadas em sua superfície com contrafortes para aumentar a rigidez. As placas utilizadas neste trabalho possuem 0,30 e 0,60m de diâmetro.

O sistema de medida de deslocamentos consiste de medidores de deslocamentos linear da marca Gefran (modelo LTM-50S) de 50 mm de curso. Os medidores transformam o deslocamento da placa em sinal elétrico e transferem este sinal a um sistema de aquisição de dados. Previamente à execução dos ensaios em campo, foi realizada uma calibração dos medidores de deslocamento em laboratório. Os medidores de deslocamento são fixos a vigas de referência de madeira e conectados sobre a placa em três pontos dispostos de 120 graus um do outro e também, conectados sobre a camada tratada a uma distância de 5 cm da borda da placa (Figura 4.6).



Figura 4.6 – Sistema de medição de deslocamentos

Para a aquisição dos dados de deslocamento foi utilizado um “notebook” PC/AT486 e um conversor de sinal analógico digital (data-logger), conforme ilustrado na Figura 4.7. As leituras da célula de carga foram realizadas manualmente através de um multímetro com precisão de 0,01 mV. Todos os instrumentos foram excitados

com voltagem de 10 volts através de uma fonte Leader LPS-136.



Fig. 4.7 – Sistema de aquisição de dados

b) Método de ensaio

O ensaio de placa pode ser dividido em duas etapas: preparação do ensaio e aplicação do carregamento.

A preparação do ensaio consiste primeiramente na instalação do sistema de reação. Todos os elementos integrantes do sistema de reação são transportados até a posição do ensaio por um caminhão Munck (Figura 4.8). Posteriormente, é regularizado o local onde é assente a placa e montado o sistema de aplicação do carregamento. Por último, o sistema de medição de deslocamentos e aquisição de dados é instalado no dia seguinte à instalação dos sistemas de reação e de aplicação do carregamento.



Figura 4.8 – Montagem do sistema de reação

A aplicação do carregamento é realizada em estágios sucessivos. Os valores dos incrementos de carga seguiram as recomendações da NBR 6489 (ABNT, 1984) que limita o valor do incremento de carga em 20% da carga de ruptura prevista. Um novo estágio de carregamento foi aplicado após a verificação do critério de estabilização dos recalques proposto pela MB 3472 (ABNT, 1991), a qual estabelece que:

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

onde:

L_n = leitura no instante "n" qualquer

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

L_1 = primeira leitura após a aplicação do carregamento

CAPÍTULO 5

ENSAIOS TRIAXIAIS

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os resultados obtidos nos ensaios triaxiais realizados para avaliar as propriedades mecânicas das matrizes cimentadas e não cimentadas com e sem reforço são apresentados neste capítulo.

Com o objetivo facilitar a apresentação e análise dos resultados, os resultados dos ensaios triaxiais foram divididos em primeira e segunda fases. A primeira fase compreende os ensaios triaxiais realizados em areia cimentada, nos níveis 0% e 7% de cimento, reforçados com fibras nos teores de 0%, 0,25%, 0,50% e 0,75%. Em cada teor específico de fibras foram utilizadas fibras de 12, 24 e 36 mm de comprimento. A segunda fase experimental compreende os ensaios triaxiais realizados com o objetivo de avaliar separadamente os efeitos do nível de cimentação, da tensão de confinamento, da densidade relativa, do título das fibras e da granulometria da areia nas variáveis de resposta investigadas. Nesta segunda etapa, foram fixados o teor de fibras (0,50%) e o comprimento das fibras (24 mm). Maiores detalhes sobre esta segunda fase dos experimentos estão descritos no capítulo anterior.

Neste capítulo é dada ênfase à análise dos resultados dos ensaios triaxiais com a utilização de técnicas estatísticas de forma a avaliar a influência de cada um dos fatores controláveis nas variáveis de resposta investigadas. Para isso, são utilizadas análises de regressão múltipla e de variância para cada variável de resposta. As análises de regressão são importantes pois fornecem, além do grau de relação entre variáveis dependentes e independentes, uma equação que pode ser usada para previsão dos resultados, as quais, são denominadas de modelos. Para estimar o valor de uma determinada variável de resposta a partir de um modelo deve-se utilizar níveis codificados para os fatores controláveis.

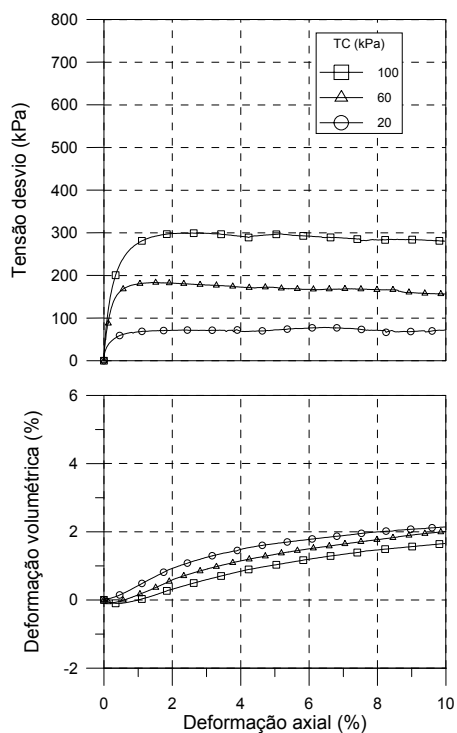
A análise de variância (ANOVA) permite determinar o nível de confiança dos modelos gerados pelas regressões. O nível de confiança mínimo aceito é de 95%, tanto para os modelos quanto para a verificação se um determinado fator controlável influencia significativamente a variável de resposta. Ou seja, ao se aceitar a hipótese de que o modelo representa significativamente os pontos experimentais ou que um fator controlável influencia a variável de resposta, há no máximo 5% de probabilidade desta hipótese não ser verdadeira (Nanni & Ribeiro, 1991).

5.2 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DA PRIMEIRA FASE EXPERIMENTAL

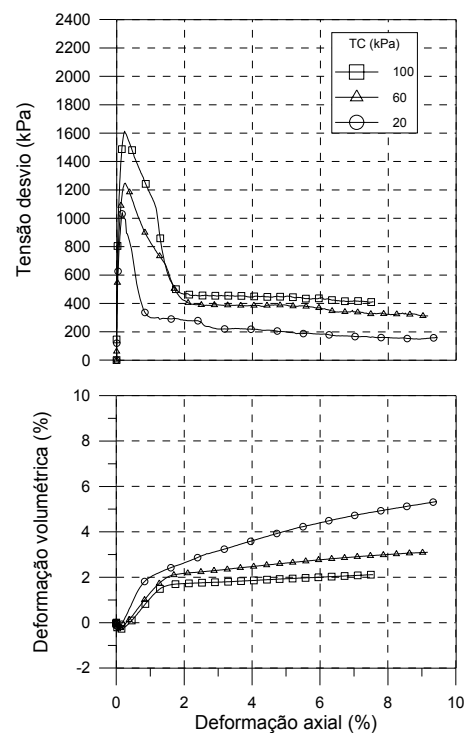
Os resultados dos ensaios triaxiais drenados executados em areia de Osório (areia 1), com e sem adição de fibras, e em areia de Osório cimentada, com e sem reforço, são apresentados nas Figuras 5.1 a 5.7.

Embora a análise dos resultados será realizada mais adiante, aqui serão feitos alguns comentários mais gerais sobre os resultados dos ensaios triaxiais.

De um modo geral, a adição de fibras ao solo, com ou sem cimentação, altera significativamente suas propriedades de resistência e deformabilidade. Considerando a matriz não cimentada (Figuras 5.2 a 5.4), o material compósito possui a capacidade de mobilizar resistência mesmo quando submetido a grandes deformações, ou seja, há um ganho de resistência contínuo com o acréscimo de deformação axial, o qual, depende do comprimento e do teor de fibra.

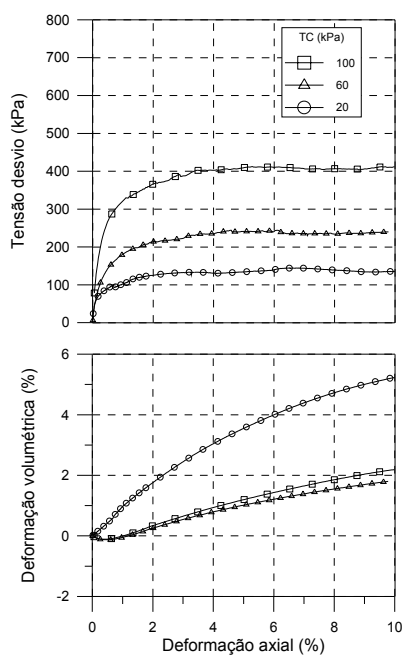


a) 0% de cimento

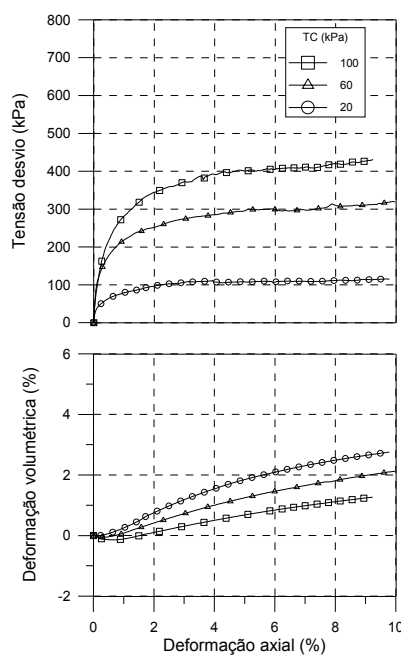


b) 7% de cimento

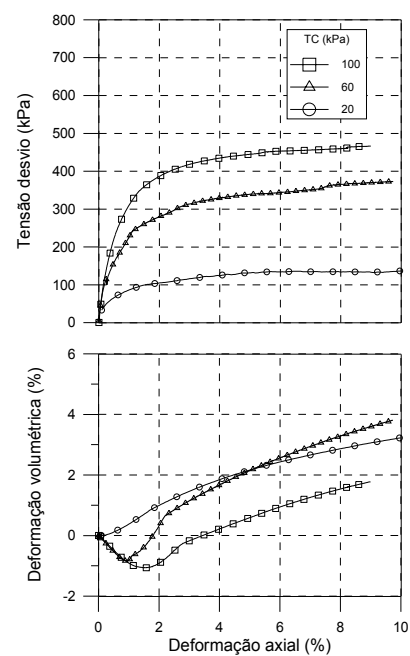
Fig. 5.1 – Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1



a) fibras de 12 mm

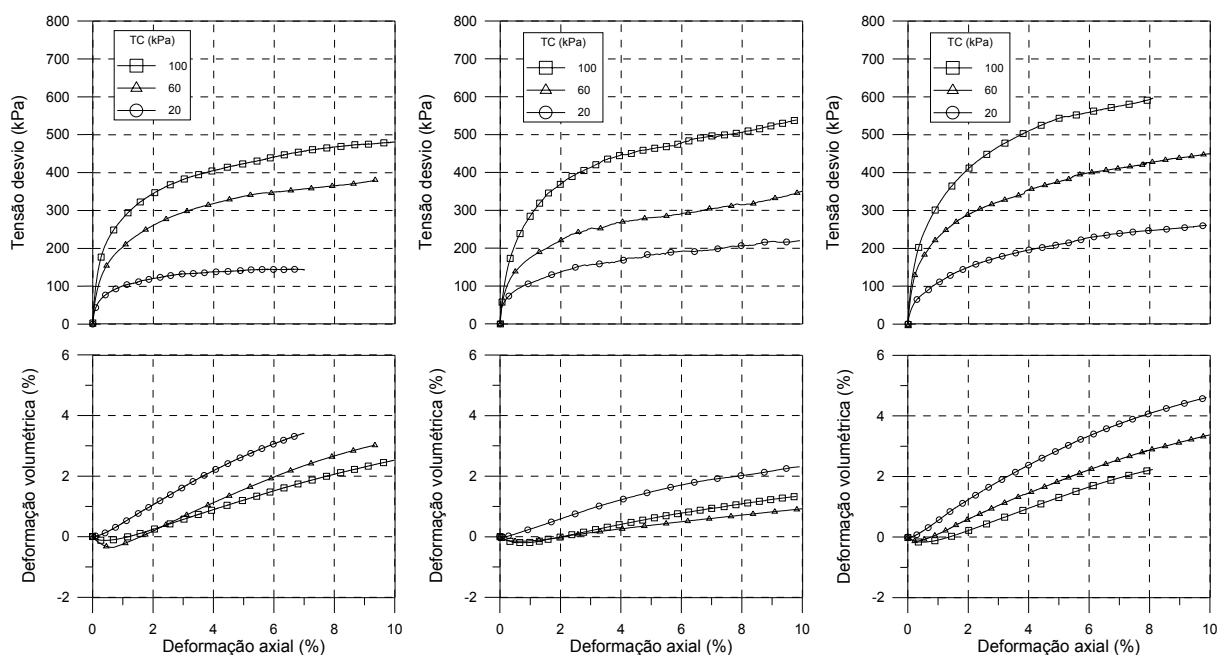


b) fibras de 24 mm



c) fibras de 36 mm

Fig. 5.2 – Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 reforçada com 0,25% de fibras

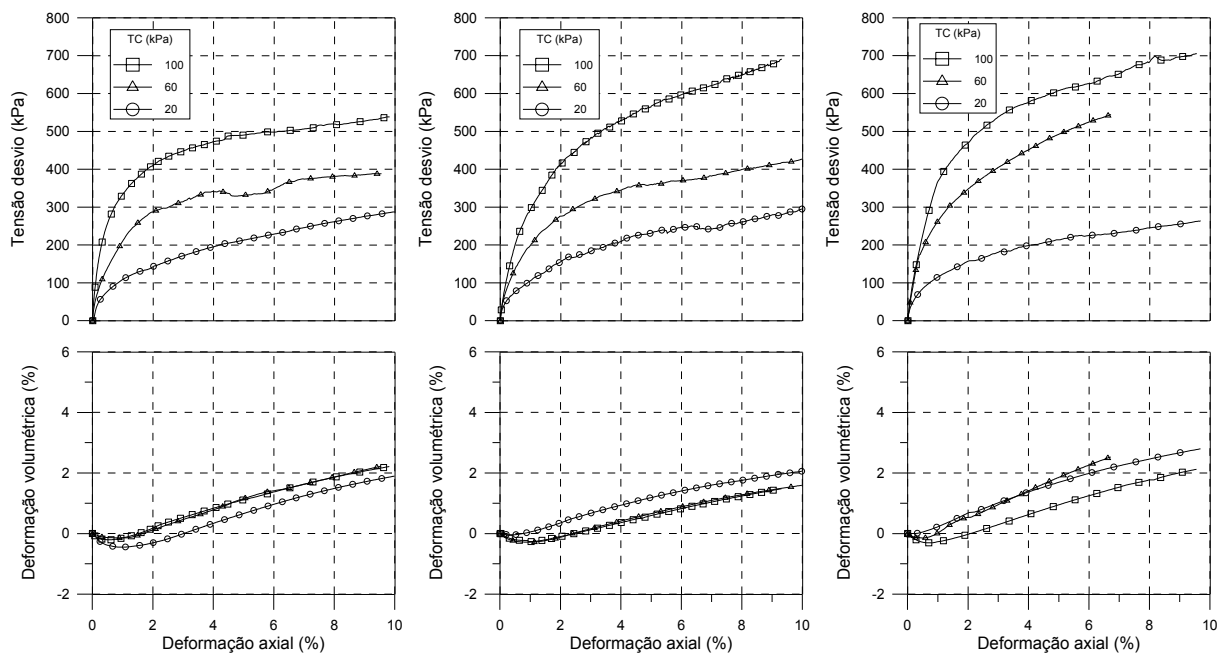


a) fibras de 12 mm

b) fibras de 24 mm

c) fibras de 36 mm

Fig. 5.3 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 reforçada com 0,50% de fibras

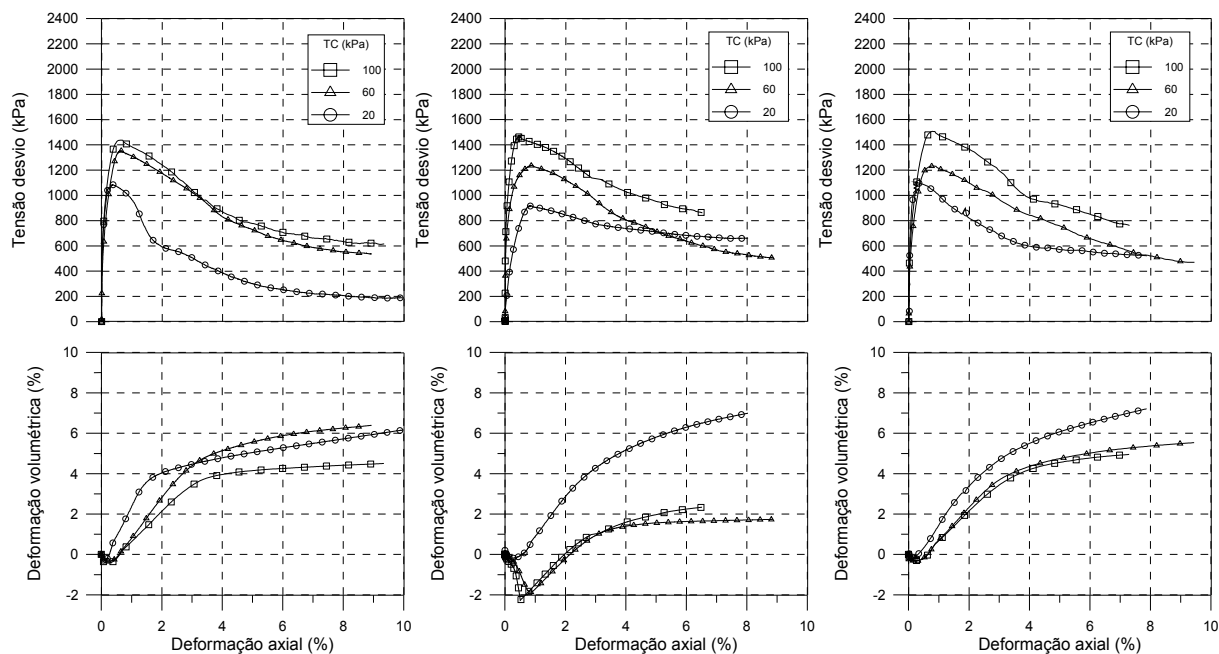


a) fibras de 12 mm

b) fibras de 24 mm

c) fibras de 36 mm

Fig. 5.4 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 reforçada com 0,75% de fibras

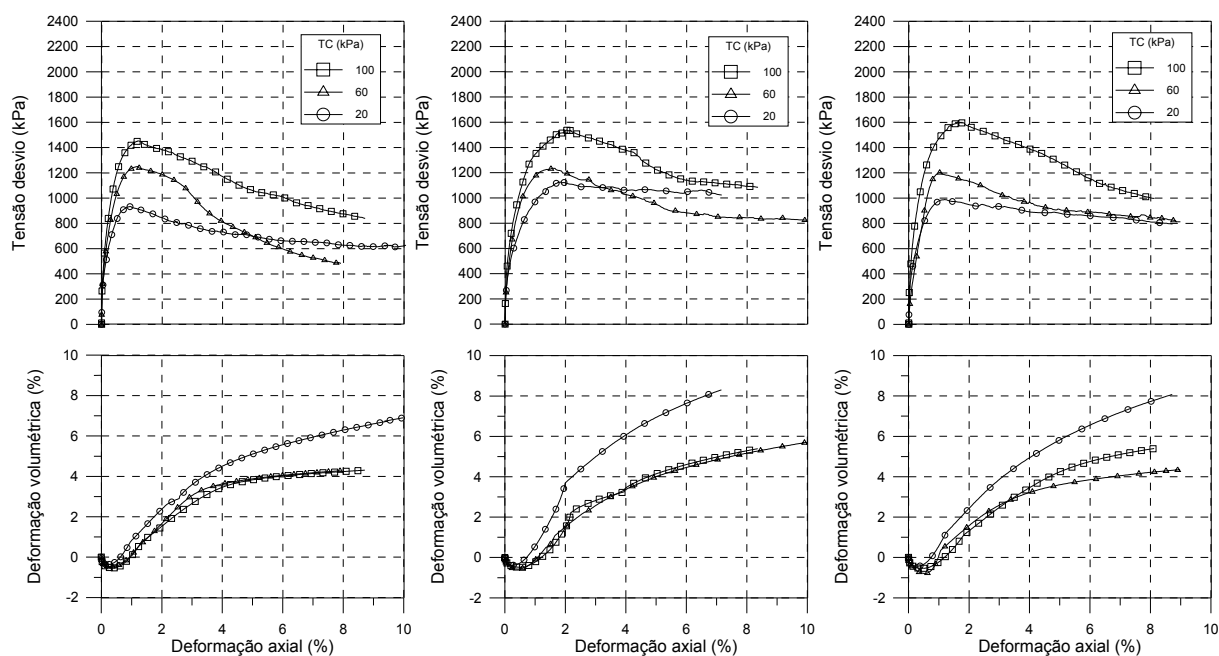


a) fibras de 12 mm

b) fibras de 24 mm

c) fibras de 36 mm

Fig. 5.5 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 cimentada reforçada com 0,25% de fibras

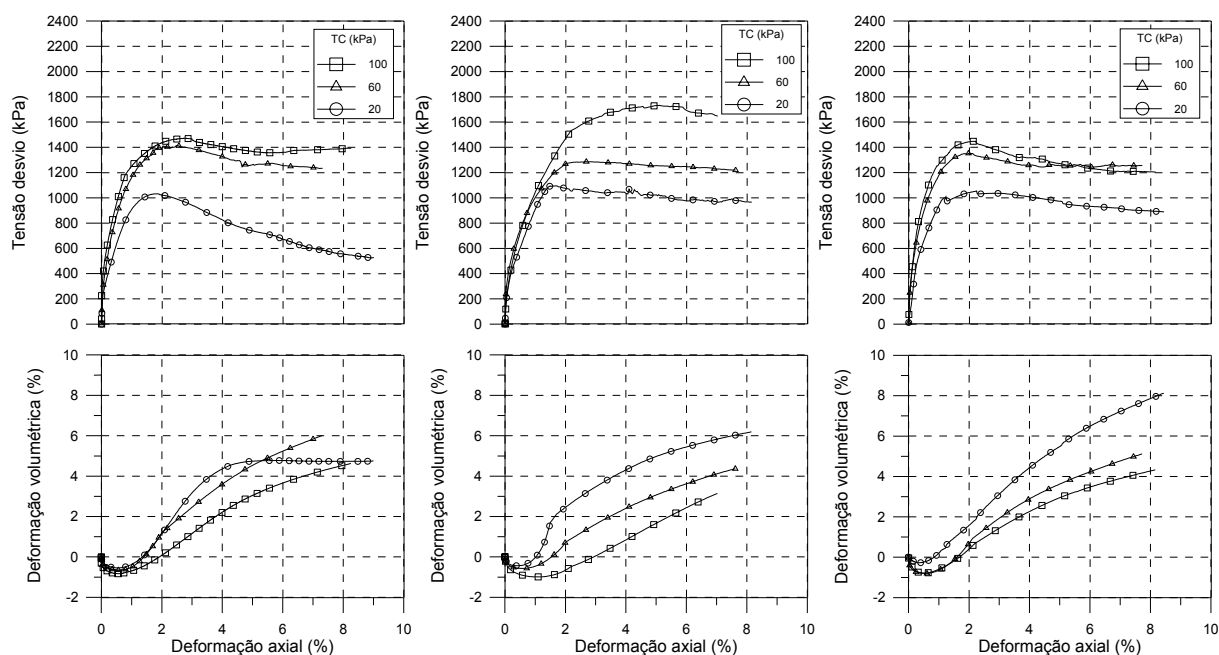


a) fibras de 12 mm

b) fibras de 24 mm

c) fibras de 36 mm

Fig. 5.6 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 cimentada reforçada com 0,50% de fibras



a) fibras de 12 mm

b) fibras de 24 mm

c) fibras de 36 mm

Fig. 5.7 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 cimentada reforçada com 0,75% de fibras

Comparando-se as Tabelas 5.1 e 5.2 pode-se também observar a influência da fibra na resistência da matriz não cimentada pelo aumento dos parâmetros de resistência, principalmente a coesão. Assim, pode-se dizer que a fibra confere intercepto coesivo ao solo não cimentado.

Tabela 5.1 – Propriedades mecânicas da matriz cimentada e não-cimentada

Ensaio	q_{rup} (kPa)	q_{ult} (kPa)	$E_{s(0,01\%)}$ (Mpa)	$E_{s(0,1\%)}$ (Mpa)	$E_{def(10\%)}$ (kJ/m ³)	I_f	c' (kPa)	ϕ' (°)	c'_{ult} (kPa)	ϕ'_{ult} (°)
Matriz não-reforçada PC=0; PF=0; TC=20	78	68	89	34	7	0,14	0	36	0	34
Matriz não-reforçada PC=0; PF=0; TC=60	183	156	195	81	17	0,17				
Matriz não-reforçada PC=0; PF=0; TC=100	298	280	217	100	28	0,06				
Matriz não-reforçada PC=7; PF=0; TC=20	1038	146	2657	864	24	6,10	146	52	22	39
Matriz não-reforçada PC=7; PF=0; TC=60	1245	313	3300	970	45	2,98				
Matriz não-reforçada PC=7; PF=0; TC=100	1610	409	5112	1071	55	2,94				

Nota: PC(%), PF(%), TC(kPa)

Tabela 5.2 – Propriedades mecânicas da matriz não cimentada reforçada com fibras

Ensaio	q_{rup} (kPa)	q_{ult} (kPa)	$E_{s(0,01\%)}$ (Mpa)	$E_{s(0,1\%)}$ (Mpa)	$E_{def(10\%)}$ (kJ/m ³)	I_f	c' (kPa)	ϕ' (°)	c'_{ult} (kPa)	ϕ'_{ult} (°)
Matriz reforçada PC=0; PF=0,25; CF=12; TC=20	133	122	175	57	12	0,09	10	39	6	40
Matriz reforçada PC=0; PF=0,25; CF=12; TC=60	244	239	120	58	22	0,02				
Matriz reforçada PC=0; PF=0,25; CF=12; TC=100	412	412	211	90	38	0				
Matriz reforçada PC=0; PF=0,50; CF=12; TC=20	145	144	137	44	13	0	12	43	12	43
Matriz reforçada PC=0; PF=0,50; CF=12; TC=60	387	387	114	72	31	0				
Matriz reforçada PC=0; PF=0,50; CF=12; TC=100	481	481	178	102	40	0				
Matriz reforçada PC=0; PF=0,75; CF=12; TC=20	287	287	28	24	20	0	43	40	43	40
Matriz reforçada PC=0; PF=0,75; CF=12; TC=60	390	390	184	23	32	0				
Matriz reforçada PC=0; PF=0,75; CF=12; TC=100	579	579	527	122	48	0				
Matriz reforçada PC=0; PF=0,25; CF=24; TC=20	115	115	61	38	10	0	8	42	8	42
Matriz reforçada PC=0; PF=0,25; CF=24; TC=60	321	321	214	94	26	0				
Matriz reforçada PC=0; PF=0,25; CF=24; TC=100	445	445	183	89	37	0				
Matriz reforçada PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=20	278	278	47	28	21	0	25	45	25	45
Matriz reforçada PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=60	388	388	89	68	32	0				
Matriz reforçada PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=100	653	653	117	95	50	0				
Matriz reforçada PC=0; PF=0,75; CF=24; TC=20	296	296	114	36	21	0	42	44	42	44
Matriz reforçada PC=0; PF=0,75; CF=24; TC=60	427	427	136	55	33	0				
Matriz reforçada PC=0; PF=0,75; CF=24; TC=100	707	707	73	62	52	0				
Matriz reforçada PC=0; PF=0,25; CF=36; TC=20	138	138	50	19	12	0	14	42	14	42
Matriz reforçada PC=0; PF=0,25; CF=36; TC=60	373	373	182	68	31	0				
Matriz reforçada PC=0; PF=0,25; CF=36; TC=100	472	472	78	71	41	0				
Matriz reforçada PC=0; PF=0,50; CF=36; TC=20	263	263	67	38	20	0	32	44	32	44
Matriz reforçada PC=0; PF=0,50; CF=36; TC=60	450	450	143	78	35	0				
Matriz reforçada PC=0; PF=0,50; CF=36; TC=100	615	615	169	99	50	0				
Matriz reforçada PC=0; PF=0,75; CF=36; TC=20	361	361	269	58	26	0	46	45	46	45
Matriz reforçada PC=0; PF=0,75; CF=36; TC=60	632	632	119	61	46	0				
Matriz reforçada PC=0; PF=0,75; CF=36; TC=100	715	715	112	82	56	0				

Nota: PC(%), PF(%), CF(mm), TC(kPa)

Tabela 5.3 – Propriedades mecânicas da matriz cimentada reforçada com fibras

Ensaio	q_{rup} (kPa)	q_{ult} (kPa)	$E_{s(0,01\%)}$ (Mpa)	$E_{s(0,1\%)}$ (Mpa)	$E_{def(10\%)}$ (kJ/m ³)	I_f	c' (kPa)	ϕ' (°)	c'_{ult} (kPa)	ϕ'_{ult} (°)
Matriz reforçada PC=7; PF=0,25; CF=12; TC=20	1085	188	49	831	42	4,77	207	45	1	50
Matriz reforçada PC=7; PF=0,25; CF=12; TC=60	1353	524	2517	701	81	1,58				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,25; CF=12; TC=100	1435	606	3690	836	88	1,37				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,50; CF=12; TC=20	932	624	1546	421	71	0,49	143	50	48	49
Matriz reforçada PC=7; PF=0,50; CF=12; TC=60	1249	453	1694	485	76	1,76				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,50; CF=12; TC=100	1447	772	1967	574	107	0,87				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,75; CF=12; TC=20	1030	489	786	293	72	1,10	178	48	42	58
Matriz reforçada PC=7; PF=0,75; CF=12; TC=60	1394	1218	1063	376	123	0,14				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,75; CF=12; TC=100	1467	1392	2695	493	134	0,05				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,25; CF=24; TC=20	1104	482	846	747	65	1,29	192	46	57	44
Matriz reforçada PC=7; PF=0,25; CF=24; TC=60	1230	456	2231	631	78	1,69				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,25; CF=24; TC=100	1505	626	3011	740	98	1,40				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=20	1120	949	1486	389	101	0,18	192	47	167	41
Matriz reforçada PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=60	1235	844	1580	419	96	0,46				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=100	1533	1042	1668	527	122	0,47				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,75; CF=24; TC=20	1094	904	986	282	96	0,21	134	54	126	53
Matriz reforçada PC=7; PF=0,75; CF=24; TC=60	1286	1180	2074	396	118	0,09				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,75; CF=24; TC=100	1731	1569	673	305	152	0,10				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,25; CF=36; TC=20	915	639	1021	306	72	0,43	138	50	67	45
Matriz reforçada PC=7; PF=0,25; CF=36; TC=60	1265	549	4452	829	68	1,30				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,25; CF=36; TC=100	1470	790	5839	1024	103	0,86				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,50; CF=36; TC=20	988	774	1460	391	86	0,27	132	53	178	36
Matriz reforçada PC=7; PF=0,50; CF=36; TC=60	1202	775	677	288	92	0,55				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,50; CF=36; TC=100	1594	898	1649	562	122	0,78				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,75; CF=36; TC=20	1033	859	435	182	92	0,20	177	48	145	48
Matriz reforçada PC=7; PF=0,75; CF=36; TC=60	1350	1251	1227	390	123	0,08				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,75; CF=36; TC=100	1447	1187	1058	414	124	0,22				

Nota: PC(%), PF(%), CF(mm), TC(kPa)

Na Figura 5.1(a) observa-se que o solo possui uma redução volumétrica inicial seguida por uma expansão contínua com a deformação axial, comportamento muito semelhante ao comportamento do solo reforçado com fibras, porém, o solo reforçado apresenta maior taxa de variação volumétrica. Com relação à Figura 5.1 (b), nota-se o efeito marcante da cimentação na rigidez e resistência da matriz não reforçada. Este efeito pode ser quantificado através da comparação entre os valores de módulo, tensão de ruptura, coesão e ângulo de atrito apresentados na Tabela 5.1. Por outro lado, a cimentação torna o material com características frágeis, que pode ser traduzido pelos elevados valores de índice de fragilidade apresentados nesta mesma tabela.

As fibras também possuem a capacidade de modificar as propriedades geotécnicas da matriz cimentada. Nas Figuras 5.5 a 5.7 estão plotados os resultados dos ensaios triaxiais em areia cimentada. A adição de fibras proporciona uma perda da rigidez inicial do material cimentado, isto pode ser constatado também através da comparação dos valores apresentados nas Tabelas 5.1 e 5.3. Por outro lado, a melhora na tenacidade e ductilidade do material pode ser constatada pelo acréscimo nos valores de $E_{def(10\%)}$. A redução da fragilidade também pode ser verificada através dos valores do índice de fragilidade apresentados nestas tabelas. Os resultados indicam que o aumento da ductilidade é tanto maior quanto maior for a porcentagem de fibra.

Quanto à deformabilidade, observa-se um aumento significativo das deformações axial e volumétrica na ruptura do material cimentado reforçado com fibras. Entretanto, os níveis de expansão volumétrica são semelhantes entre os materiais cimentados com e sem reforço.

5.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS DA PRIMEIRA FASE EXPERIMENTAL

Os fatores controláveis dos ensaios drenados de resistência à compressão triaxial da primeira fase experimental são porcentagem de fibra (PF), comprimento da fibra (CF), porcentagem de cimento (PC) e tensão de confinamento (TC). As variáveis de resposta da matriz cimentada e não cimentada, com e sem reforço, obtidas para cada fator controlável já foram apresentadas nas Tabelas 5.1 a 5.3.

Os modelos gerados através da análise de regressão múltipla para cada variável de resposta têm a seguinte equação geral:

$$y = a_0 + a_1 \cdot x_1 + a_2 \cdot x_2 + a_{12} \cdot x_1 \cdot x_2 + a_n \cdot x_n + \dots + a_{n1n2} \cdot x_{n1} \cdot x_{n2}$$

onde y é a variável de resposta, a_0 é uma constante, a_n é o coeficiente de regressão e x_n é a variável de entrada. A seguir são apresentadas as equações de regressão com suas respectivas constantes, coeficientes e variáveis de entrada (x_1, x_2, x_n) que foram estatisticamente significantes no modelo de regressão para cada variável de resposta avaliada.

Estas equações de regressão são válidas somente no intervalo investigado e para os valores codificados das variáveis de entrada. Os valores reais e codificados das variáveis de entrada são apresentados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Variáveis e intervalos investigados

Variável de entrada (x_n)	Intervalo investigado
Comprimento da fibra – CF (mm)	0 (-1); 12 (-0,33); 24 (0,33); 36 (1)
Porcentagem de cimento – PC (%)	0 (-1); 7 (1)
Porcentagem de fibra – PF (%)	0 (-1); 0,25 (-0,33); 0,50 (0,33); 0,75 (1)
Tensão confinante – TC (kPa)	20 (-1); 60 (0); 100 (1)

Nota: Os valores em parênteses representam os valores codificados

a) *Tensão desvio de ruptura (q_{rup})*

A partir dos ensaios triaxiais realizados foram executados análises de regressão para avaliar quais dos fatores controláveis investigados influenciam a tensão desvio de ruptura (q_{rup}). Portanto, o seguinte modelo estatístico foi obtido:

$$q_{rup} [\text{kPa}] = 812 + 42 \cdot CF + 491 \cdot PC + 60 \cdot PF + 202 \cdot TC - 30 \cdot CF^2 - 53 \cdot CF \cdot PC + 49 \cdot CF \cdot PF - 55 \cdot PC \cdot PF + 58 \cdot PC \cdot TC \quad [5.1]$$

o qual possui um nível de confiança de 95%, um $R^2_{ajustado}=0,986$, ou seja, o modelo responde por uma variabilidade de 98,6% dos valores de (q_{rup}), e ainda, possui um erro padrão (ε_p) de 62,86 kPa. Observa-se na Equação 5.1 que há um efeito principal dos fatores investigados e um efeito de interação entre os mesmos, com um efeito quadrático do comprimento da fibra. O coeficiente de regressão de cada fator controlável indica a contribuição relativa de cada variável investigada na tensão desvio de ruptura. Como esperado, a porcentagem de cimento aparece como sendo o fator mais importante.

Os efeitos do comprimento da fibra (CF) e da porcentagem de fibra (PF) na tensão desvio de ruptura ficam mais evidentes nas Figuras 5.8 e 5.9 onde o modelo obtido é plotado com os dados experimentais.

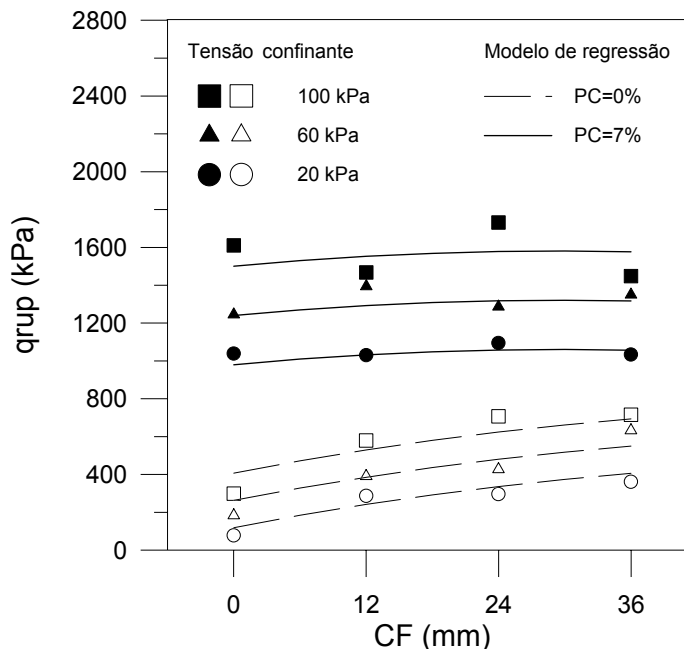


Figura 5.8 – Influência do comprimento da fibra (CF) sobre q_{rup} (PF=0,75%)

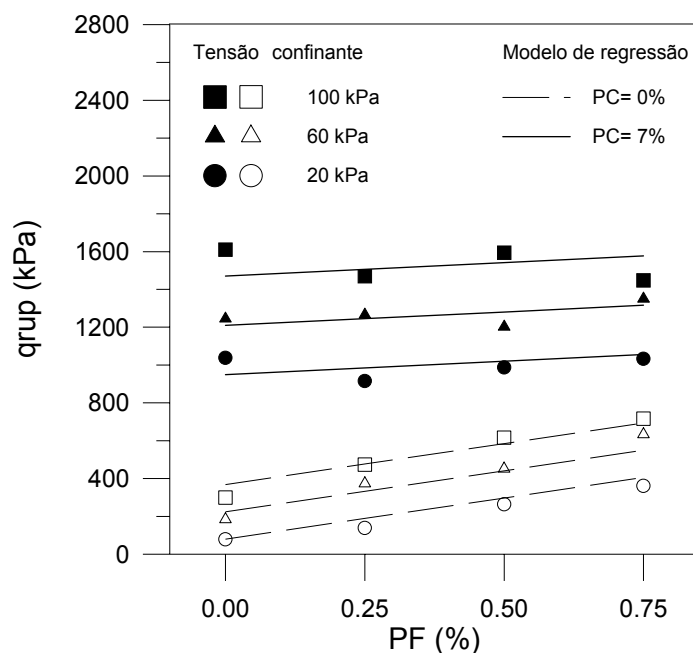


Figura 5.9 – Influência da porcentagem de fibra (PF) sobre q_{rup} (CF=36mm)

A eficiência do reforço com fibras é dependente da cimentação, pois o acréscimo da resistência com a variação do comprimento e da porcentagem de fibra é maior para a areia não cimentada. A Equação 5.1 reforça essa afirmação onde observa-se a interação da porcentagem de cimento com o comprimento e com a porcentagem de fibra. Na Figura 5.8 observa-se ainda que a variação do comprimento da fibra de 24 para 36 mm não influencia significativamente a resistência do material cimentado. Este fato sugere que para as fibras de 12 mm, embora a quantidade de fibras que provavelmente possa atravessar a superfície de ruptura seja maior, a ancoragem da fibra não é tão eficiente e é facilmente arrancada. Por outro lado, com a utilização de fibras de 24 mm, melhora esta ancoragem e aumenta a eficiência do reforço, mesmo que a quantidade de fibras seja menor. Já com relação às fibras de 36 mm, parece que o aumento no comprimento de ancoragem compensa o decréscimo ainda maior na quantidade de fibras.

Considerando as Figuras 5.8 e 5.9, o paralelismo entre as curvas ou retas indica que há uma variação linear de q_{rup} com a tensão de confinamento, porém, o efeito da tensão de confinamento é maior para a areia cimentada, justificando

assim, a interação entre a porcentagem de cimento e a tensão confinante (Equação 5.1).

b) *Tensão desvio última* (q_{ult})

As Figuras 5.10 e 5.11 mostram, respectivamente, como os fatores controláveis CF e PF influenciam na tensão desvio última (q_{ult}) dos solos reforçados com fibras de polipropileno. Estas figuras foram construídas a partir do seguinte modelo:

$$q_{ult} [\text{kPa}] = 505 + 158 \cdot CF + 145 \cdot PC + 214 \cdot PF + 146 \cdot TC - 120 \cdot CF^2 + 56 \cdot CF \cdot PC + 144 \cdot CF \cdot PF + 93 \cdot PC \cdot PF + 41 \cdot PF \cdot TC \quad [5.2]$$

que possui um nível de confiança de 95%, um $R^2_{ajustado}=0,865$ e um erro padrão (\mathcal{E}_p) de 118,59 kPa.

Considerando a Figura 5.10, a influência do CF sobre q_{ult} depende da presença do cimento, havendo um efeito mais pronunciado na matriz cimentada, pois há um efeito de interação entre porcentagem de cimento e comprimento da fibra (Equação 5.2). Aqui aparece novamente o efeito quadrático de CF.

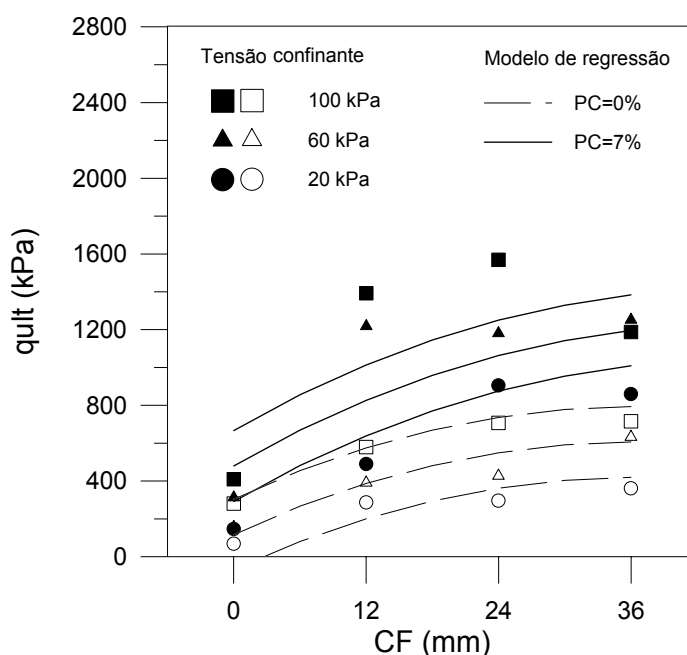


Figura 5.10 – Influência do comprimento da fibra (CF) sobre q_{ult} (PF=0,75%)

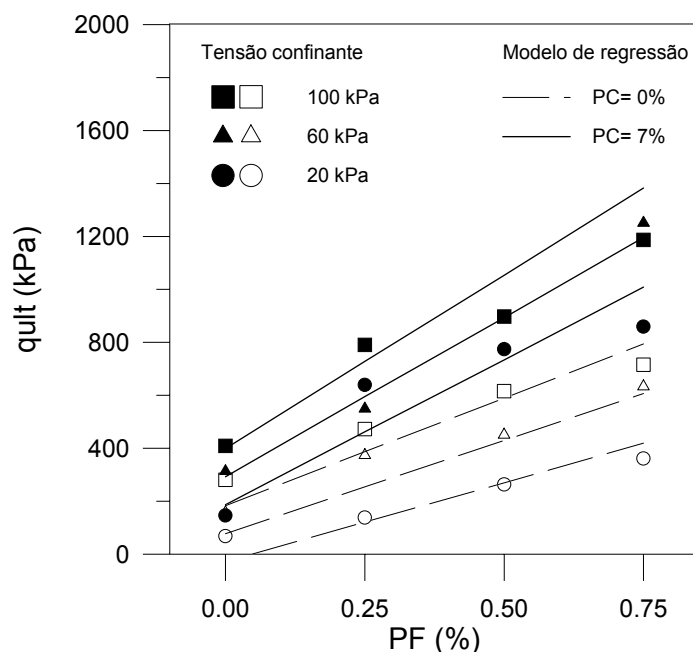


Figura 5.11 – Influência da porcentagem de fibra (PF) sobre q_{ult} (CF=36mm)

Na Figura 5.11 percebe-se que o fator PF aumenta q_{ult} de forma significativa, sendo mais pronunciado para o material cimentado, justificando a interação existente entre PC e PF observado na Equação 5.2. O fator PC também afeta q_{ult} , mas este efeito é menor do que o efeito proporcionado por CF ou PF, visto que os coeficientes de regressão de CF e PF são maiores do que o coeficiente de regressão de PC. Ocorre também uma interação entre PF e TC, o que pode ser observado tanto na Equação 5.2 como na Figura 5.11, ou seja, quanto maior a tensão de confinamento maior será a eficiência das fibras de polipropileno em mobilizar a resistência última dos compósitos fibrosos, comportamento este verificado também por Montardo (1999).

c) Módulo secante inicial (E_s)

A variável de resposta analisada que diz respeito à deformabilidade é o módulo secante inicial. Determinou-se o módulo a uma deformação de 0,01% e 0,1%. Duas análises de regressão foram necessárias para modelar o comportamento do compósito, uma análise para o material compósito cimentado e

outra para o material sem cimentação. Desta forma, conseguiu-se uma melhor modelagem do comportamento dos materiais.

As Figuras 5.12 e 5.13 mostram a influência de CF e PF sobre $E_{s(0,01\%)}$ através da análise de regressão múltipla que indicou o seguinte modelo para o material não cimentado:

$$E_{s(0,01\%)} [\text{MPa}] = 148 + 50 \cdot TC \quad [5.3]$$

este modelo tem um nível de confiança de 95% e responde por 75% da variabilidade de $E_{s(0,01\%)}$, possui um erro padrão (ε_p) de 70,54 MPa.

O modelo obtido através da análise de regressão considerando somente o material cimentado está logo abaixo indicado:

$$E_{s(0,01\%)} [\text{MPa}] = 1831 - 596 \cdot CF - 958 \cdot PF + 963 \cdot TC + 957 \cdot CF^2 - 754 \cdot CF \cdot PF - 473 \cdot PF \cdot TC \quad [5.4]$$

o qual possui um nível de confiança de 95%, um $R^2_{\text{ajustado}}=0,754$ e um erro padrão (ε_p) de 750,29 MPa.

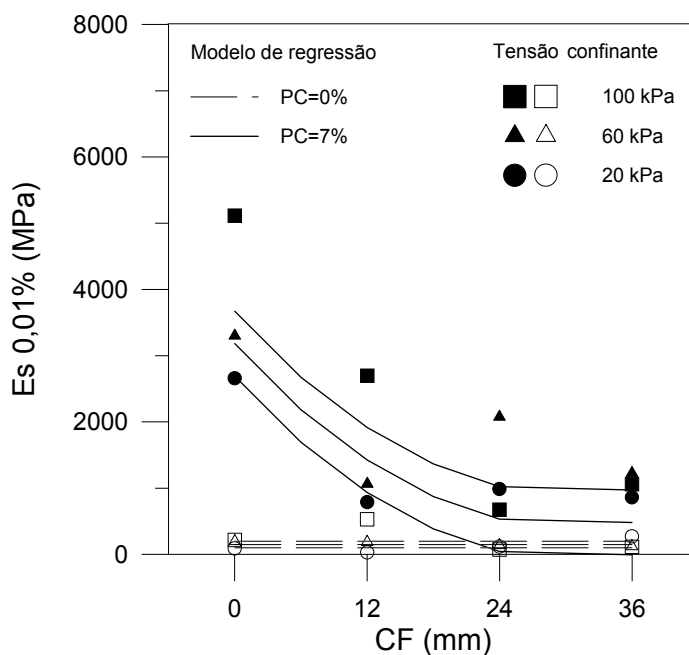


Figura 5.12 – Influência do comprimento da fibra (CF) sobre $E_{s(0,01\%)}$ (PF=0,75%)

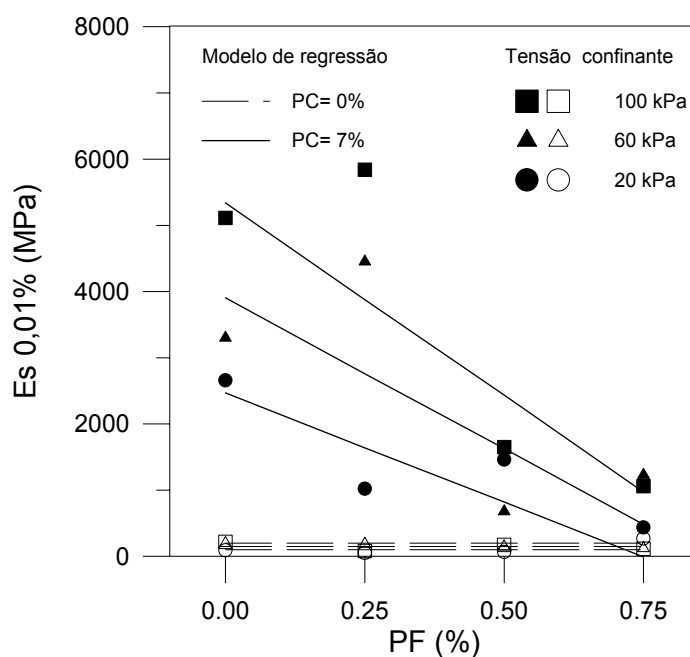


Figura 5.13 – Influência da porcentagem de fibra (PF) sobre $E_{s(0,01\%)}$ (CF=36 mm)

Com relação a estas figuras, verifica-se uma forte influência da porcentagem de cimento sobre $E_{s(0,01\%)}$. A presença do cimento torna o material extremamente rígido, como era de se esperar. Porém, quando é adicionada fibra à matriz cimentada, o módulo reduz consideravelmente. O acréscimo da porcentagem de fibra reduz linearmente o valor do módulo, por outro lado, o CF tem um efeito quadrático sobre $E_{s(0,01\%)}$. A interação entre PF e TC (Equação 5.4) indica que o efeito da tensão confinante sobre $E_{s(0,01\%)}$ diminui com o aumento da porcentagem de fibra, isto pode também ser observado na Figura 5.13, onde verifica-se que as retas não são paralelas.

A Equação 5.3 demonstra que a fibra não exerce um efeito significativo sobre $E_{s(0,01\%)}$, sendo somente influenciado pela tensão de confinamento.

A influência de CF e PF sobre $E_{s(0,01\%)}$ pode ser observado nas Figuras 5.14 e 5.15, as quais, foram construídas através dos modelos abaixo.

Para o material não cimentado obteve-se o modelo:

$$E_{s(0,1\%)} [\text{MPa}] = 71 + 29 \cdot TC \quad [5.5]$$

que possui um nível de confiança de 95%, um $R^2_{\text{ajustado}}=0,752$ e um erro padrão (\mathcal{E}_p) de 13,81 MPa.

E para o material cimentado o modelo indicado foi:

$$E_{s(0,1\%)} [\text{MPa}] = 617 - 170 \cdot CF - 242 \cdot PF + 96 \cdot TC + 171 \cdot CF^2 - 154 \cdot CF \cdot PF \quad [5.6]$$

com um nível de confiança de 95%. Possui um $R^2_{\text{ajustado}}=0,840$ e um erro padrão (\mathcal{E}_p) de 113,47 MPa.

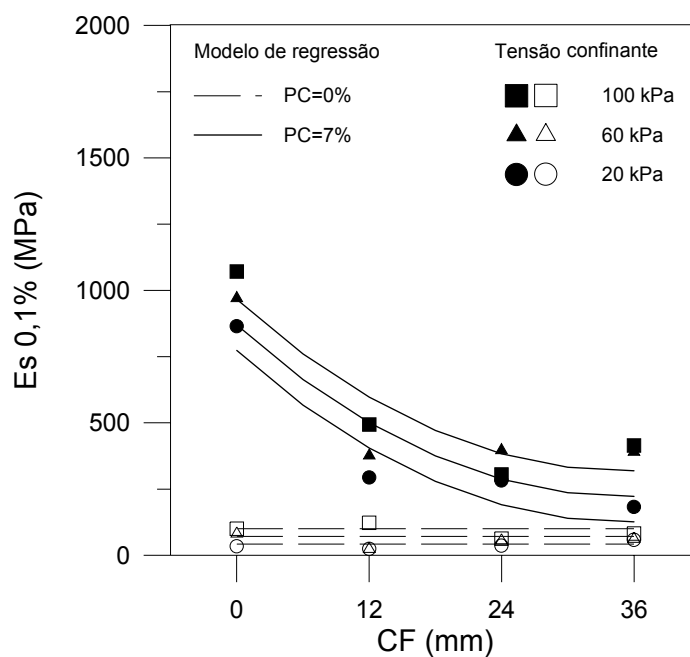


Figura 5.14 – Influência do comprimento da fibra (CF) sobre $E_{s(0,1\%)}$ (PF=0,75%)

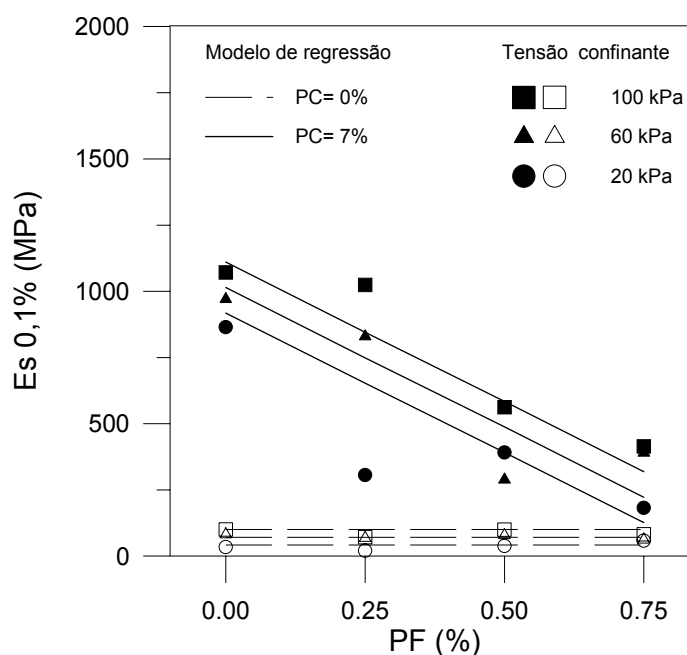


Figura 5.15 – Influência da porcentagem de fibra (PF) sobre $E_{s(0,1\%)}$ (CF=36 mm)

As considerações a respeito de $E_{s(0,01\%)}$ podem ser transcritas para a análise de $E_{s(0,1\%)}$, visto que, essas variáveis de resposta são influenciadas por praticamente os mesmos fatores, a única diferença é que na Equação 5.6 não há a interação entre PF e TC observado na Equação 5.4.

d) Índice de Fragilidade (I_f)

Um modelo de regressão específico para o material cimentado e outro para o material sem cimentação foram obtidos através da análise de regressão múltipla para modelar o comportamento dos materiais. Desta forma, os modelos representam melhor os dados experimentais em relação a um modelo único.

Para o material não cimentado, foi obtido o modelo indicado abaixo. O nível de confiança do modelo é de 95%, possui um $R^2_{ajustado}=0,684$ e $\varepsilon_p=0,04$.

$$I_f = 0,004 - 0,04 \cdot CF - 0,04 \cdot PF - 0,02 \cdot TC + 0,05 \cdot CF^2 + 0,05 \cdot PF^2 \quad [5.7]$$

A análise de regressão múltipla do material cimentado indicou o seguinte modelo:

$$I_f = 1,2 - 1,2 \cdot CF - 1,3 \cdot PF - 0,77 \cdot TC + 1,1 \cdot CF^2 + 0,9 \cdot PF^2 - 0,8 \cdot CF \cdot PF + 0,7 \cdot CF \cdot TC \quad [5.8]$$

que possui um nível de confiança de 95% e responde por 74,35% da variabilidade de I_f . O erro padrão da estimativa (ε_p) é de 1,01.

Os efeitos de CF e de PF no índice de fragilidade do material cimentado e não cimentado podem ser melhor observados nas Figuras 5.16 e 5.17. De um modo geral, a inclusão das fibras reduziu drasticamente o índice de fragilidade do material cimentado, modificando o comportamento extremamente frágil do material a um comportamento dúctil. Neste caso, a influência dos fatores CF e PF indicam que maiores comprimentos de fibras e maiores teores de fibra contribuem ainda mais para reduzir a fragilidade. A influência de TC apareceu como um fator pouco expressivo sobre I_f devido a grande influência de CF e PF (Equações 5.7 e 5.8).

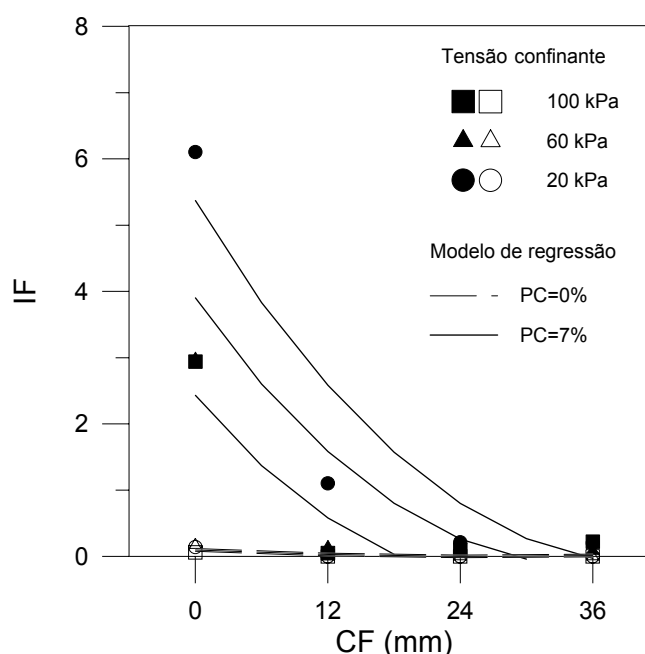


Figura 5.16 – Influência do comprimento da fibra (CF) sobre I_f (PF=0,75%)

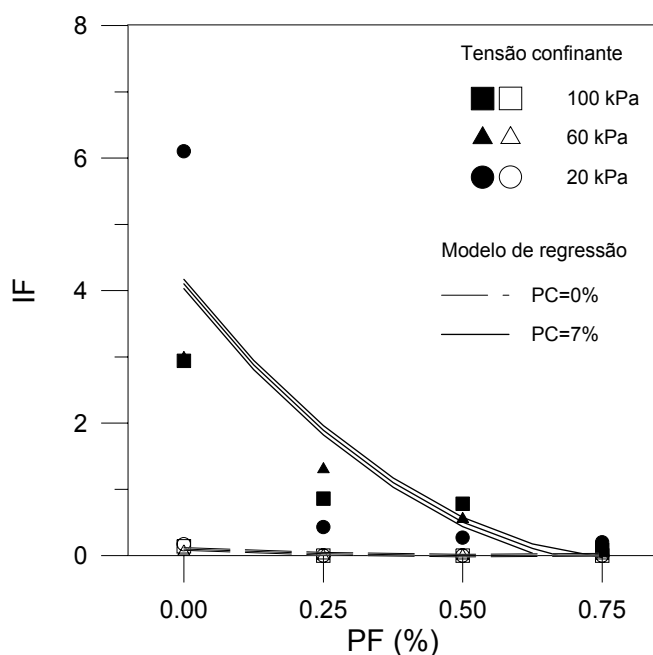


Figura 5.17 – Influência da porcentagem de fibra (PF) sobre I_f (CF=36 mm)

e) Capacidade de absorção de energia de deformação (E_{def})

O modelo abaixo indicado foi obtido para a construção das Figuras 5.18 e 5.19, as quais, mostram a influência do comprimento da fibra e da porcentagem de fibra sobre a capacidade de absorção de energia de deformação (E_{def}).

$$E_{def} \left[\text{kJ/m}^3 \right] = 59 + 14 \cdot CF + 23 \cdot PC + 17 \cdot PF + 15 \cdot TC - 12 \cdot CF^2 + 7 \cdot CF \cdot PC + 11 \cdot CF \cdot PF + 10 \cdot PC \cdot PF + 2 \cdot PC \cdot TC \quad [5.9]$$

Este modelo possui um nível de confiança de 95%, um $R^2_{ajustado}=0,918$ e $\varepsilon_p = 10,07 \text{ kJ/m}^3$.

A Figura 5.18 indica que o efeito de CF é dependente do nível de cimentação, isto explica a interação existente entre CF e PC, ou seja, o acréscimo da capacidade de energia de deformação com a variação de CF é mais acentuado para o material cimentado.

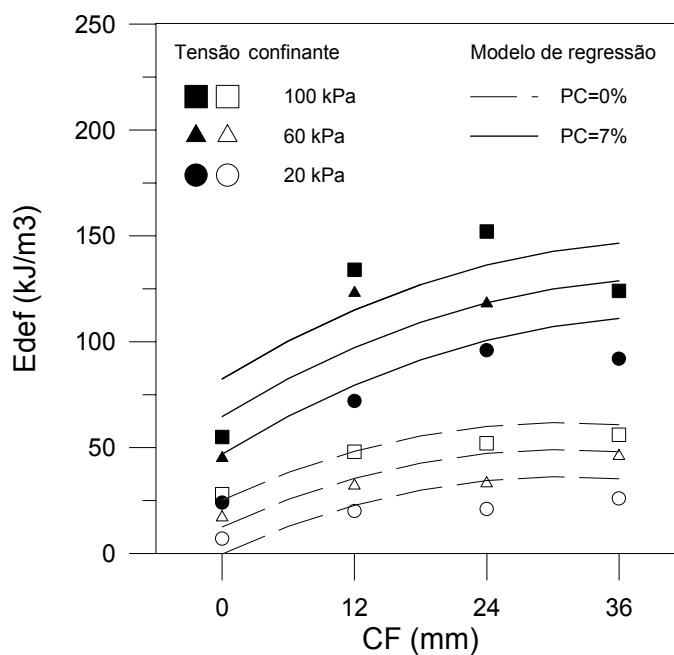


Figura 5.18 – Influência do comprimento da fibra (CF) sobre E_{def} (PF=0,75%)

Na Figura 5.19 nota-se que o efeito de PF também é dependente da cimentação, pois há uma interação existente entre PF e PC. Por isso, PC exerce uma influência forte sobre E_{def} . De uma maneira geral, o acréscimo de CF e PF aumenta a capacidade de absorção de energia do material compósito.

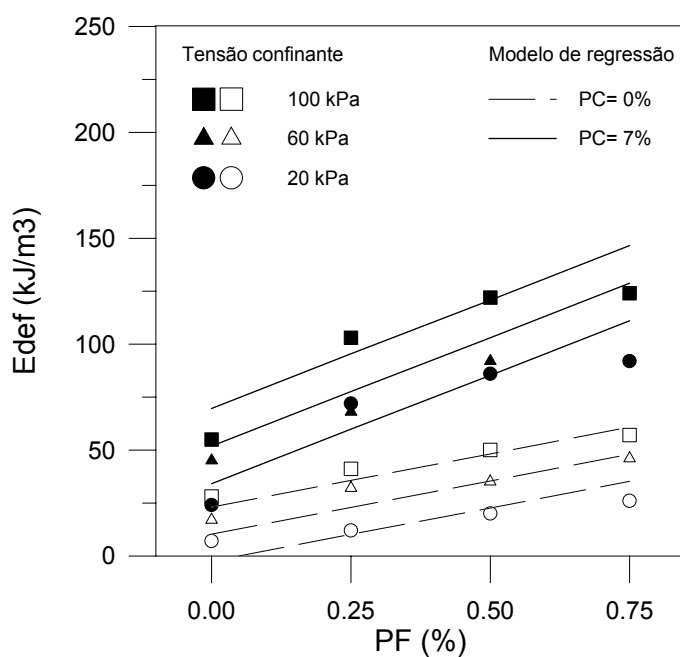


Figura 5.19 – Influência da percentagem de fibra (PF) sobre E_{def} (CF=36 mm)

5.4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DA SEGUNDA FASE EXPERIMENTAL

Nesta segunda fase experimental foram investigados especificamente os seguintes fatores controláveis: porcentagem de cimento (PC), densidade relativa (D_r), título da fibra (TF), tensão de confinamento (TC) e granulometria da areia, a qual, será referenciada pelo seu diâmetro médio (D_{50}).

Nas Figuras 5.20 a 5.22 estão representadas as curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica dos ensaios triaxiais realizados com a areia de Osório (areia 1) cimentada nos teores de 1%, 4% e 10%, com e sem reforço de fibras. A estes resultados podem ser agregados os resultados já apresentados anteriormente nas Figuras 5.1, 5.3 (b) e 5.6 (b), correspondentes aos ensaios triaxiais realizados com a mesma areia e cimentados nos teores de 0% e 7%, com e sem reforço de fibras. Nas Tabelas 5.5 e 5.6 estão apresentadas as propriedades mecânicas da matriz cimentada e não cimentada sem e com reforço de fibras, respectivamente.

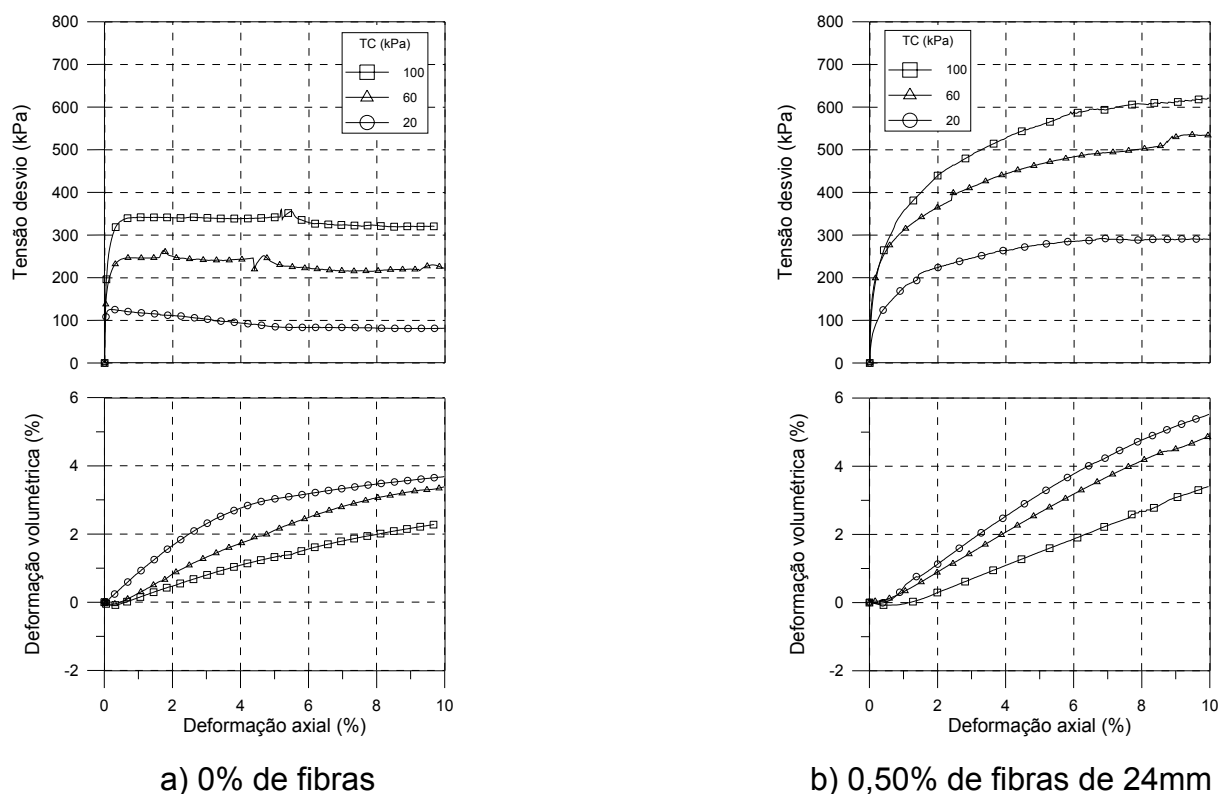
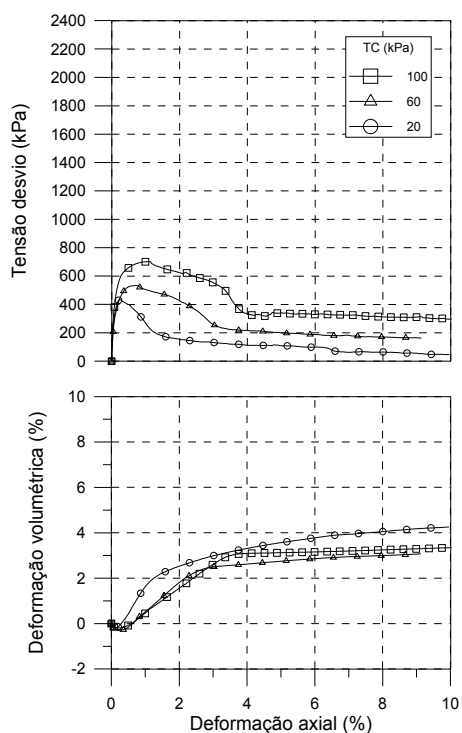
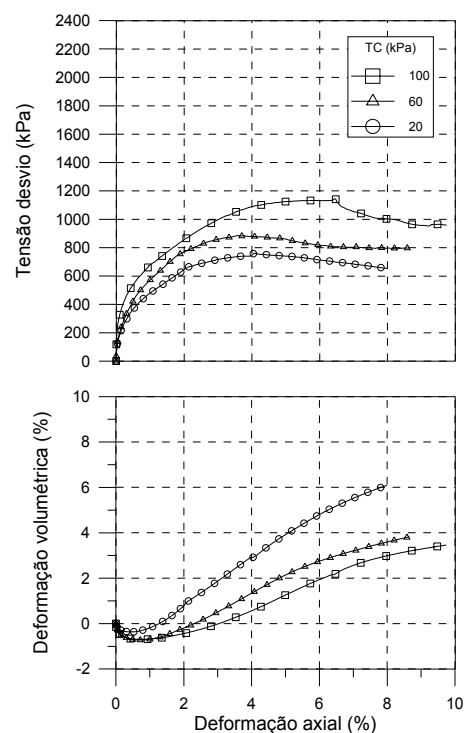


Fig. 5.20 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 cimentada (1% de cimento)

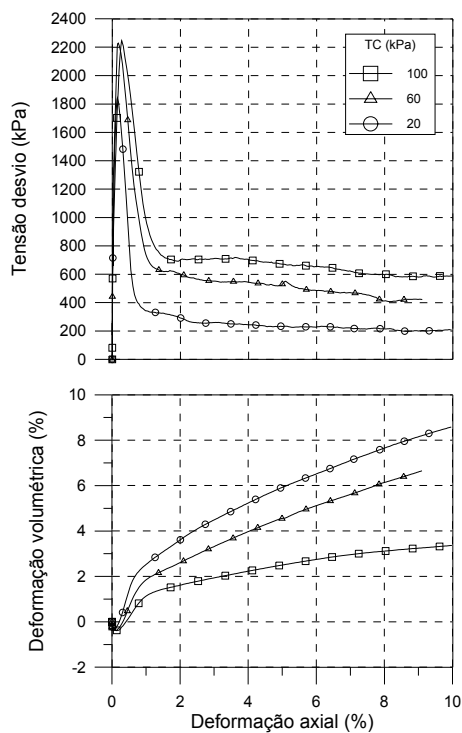


a) 0% de fibras

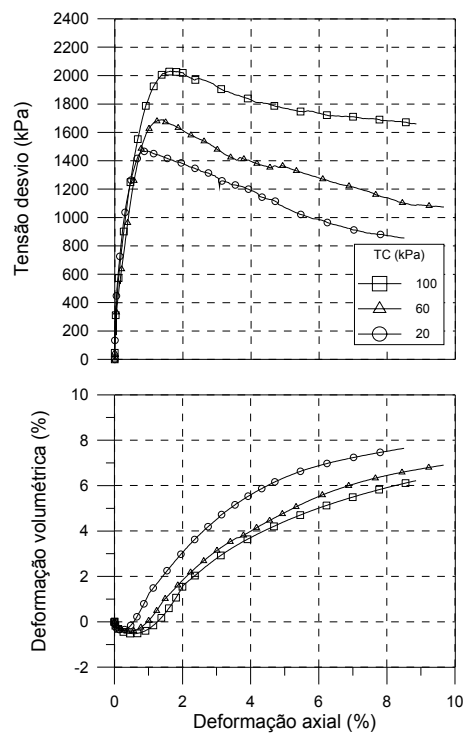


b) 0,50% de fibras de 24mm

Fig. 5.21 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 cimentada (4% de cimento)



a) 0% de fibras



b) 0,50% de fibras de 24mm

Fig. 5.22 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 cimentada (10% de cimento)

Tabela 5.5 – Propriedades mecânicas da matriz não reforçada

Ensaio	q_{rup} (kPa)	q_{ult} (kPa)	$E_{s(0,01\%)}$ (Mpa)	$E_{s(0,1\%)}$ (Mpa)	$E_{def(10\%)}$ (kJ/m ³)	I_f	c' (kPa)	ϕ' (°)	c'_{ult} (kPa)	ϕ'_{ult} (°)
Matriz não cimentada PC=0; PF=0; TC=20	78	68	89	34	7	0,14	0	36	0	34
Matriz não cimentada PC=0; PF=0; TC=60	183	156	195	81	17	0,17				
Matriz não cimentada PC=0; PF=0; TC=100	298	280	217	100	28	0,06				
Matriz cimentada PC=1; PF=0; TC=20	126	81	824	116	9	0,55	19	35	5	35
Matriz cimentada PC=1; PF=0; TC=60	247	221	916	114	23	0,12				
Matriz cimentada PC=1; PF=0; TC=100	342	321	941	229	33	0,06				
Matriz cimentada PC=4; PF=0; TC=20	434	46	999	353	13	8,39	84	39	8	38
Matriz cimentada PC=4; PF=0; TC=60	532	159	597	310	26	3,35				
Matriz cimentada PC=4; PF=0; TC=100	701	297	1233	446	42	1,36				
Matriz cimentada PC=7; PF=0; TC=20	1038	146	2657	864	24	6,10	146	52	22	39
Matriz cimentada PC=7; PF=0; TC=60	1245	313	3300	970	45	2,98				
Matriz cimentada PC=7; PF=0; TC=100	1610	409	5112	1071	55	2,94				
Matriz cimentada PC=10; PF=0; TC=20	1844	206	4965	1651	31	7,93	328	49	20	45
Matriz cimentada PC=10; PF=0; TC=60	2229	421	7036	1515	60	4,29				
Matriz cimentada PC=10; PF=0; TC=100	2246	588	5839	1381	76	2,82				

Nota: PC(%), PF(%), CF(mm), TC(kPa)

Tabela 5.6 – Propriedades mecânicas da matriz reforçada com fibras

Ensaio	q_{rup} (kPa)	q_{ult} (kPa)	$E_{s(0,01\%)}$ (Mpa)	$E_{s(0,1\%)}$ (Mpa)	$E_{def(10\%)}$ (kJ/m ³)	I_f	c' (kPa)	ϕ' (°)	c'_{ult} (kPa)	ϕ'_{ult} (°)
Matriz não cimentada PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=20	279	279	47	28	21	0	25	45	25	45
Matriz não cimentada PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=60	388	388	89	68	32	0				
Matriz não cimentada PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=100	653	653	117	95	50	0				
Matriz cimentada PC=1; PF=0,50; CF=24; TC=20	290	290	180	65	25	0	48	43	48	43
Matriz cimentada PC=1; PF=0,50; CF=24; TC=60	534	534	729	162	44	0				
Matriz cimentada PC=1; PF=0,50; CF=24; TC=100	621	621	604	141	52	0				
Matriz cimentada PC=4; PF=0,50; CF=24; TC=20	760	597	751	181	64	0,27	130	44	104	44
Matriz cimentada PC=4; PF=0,50; CF=24; TC=60	886	810	729	199	77	0,09				
Matriz cimentada PC=4; PF=0,50; CF=24; TC=100	1142	956	1444	318	96	0,19				
Matriz cimentada PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=20	1120	949	1486	389	101	0,18	192	47	167	41
Matriz cimentada PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=60	1235	844	1580	419	96	0,46				
Matriz cimentada PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=100	1533	1042	1668	527	122	0,47				
Matriz cimentada PC=10; PF=0,50; CF=24; TC=20	1465	799	2436	589	108	0,83	228	50	69	57
Matriz cimentada PC=10; PF=0,50; CF=24; TC=60	1688	1065	2141	543	130	0,58				
Matriz cimentada PC=10; PF=0,50; CF=24; TC=100	2020	1625	2088	535	174	0,24				

Nota: PC(%), PF(%), CF(mm), TC(kPa)

A respeito desses resultados apresentados pode-se fazer alguns comentários. Primeiramente pode-se dizer que a adição das fibras reduz a rigidez do material cimentado, como já verificado anteriormente. Para baixos teores de cimento, a fibra aumenta a resistência do material compósito, enquanto que, para altos teores de cimento, há uma redução da resistência do material. A cimentação aumenta a rigidez e a resistência do material, tanto maior quanto maior o teor de cimento. Entretanto, a cimentação aumenta significativamente a fragilidade do material. Pode-se observar na Tabela 5.5 os elevados valores do índice de fragilidade, o qual, é reduzido pela adição de fibras (Tabela 5.6). Para baixos valores de cimentação, o material tem

comportamento dúctil, enquanto que, para elevados teores de cimento, ainda apresenta um pouco de fragilidade.

A respeito da variação volumétrica, percebe-se que, a expansão volumétrica do material aumenta com o acréscimo do teor de cimento. E também, verifica-se que a fibra aumenta a compressão volumétrica inicial e a dilatância do material em relação ao material não reforçado.

Os resultados obtidos do estudo da variação da densidade relativa, referentes a densidades relativas de 40% e 100%, são apresentados nas Figuras 5.23 a 5.26. Os resultados referentes à densidade relativa de 70% foram apresentados nas Figuras 5.1, 5.3 (b) e 5.6 (b).

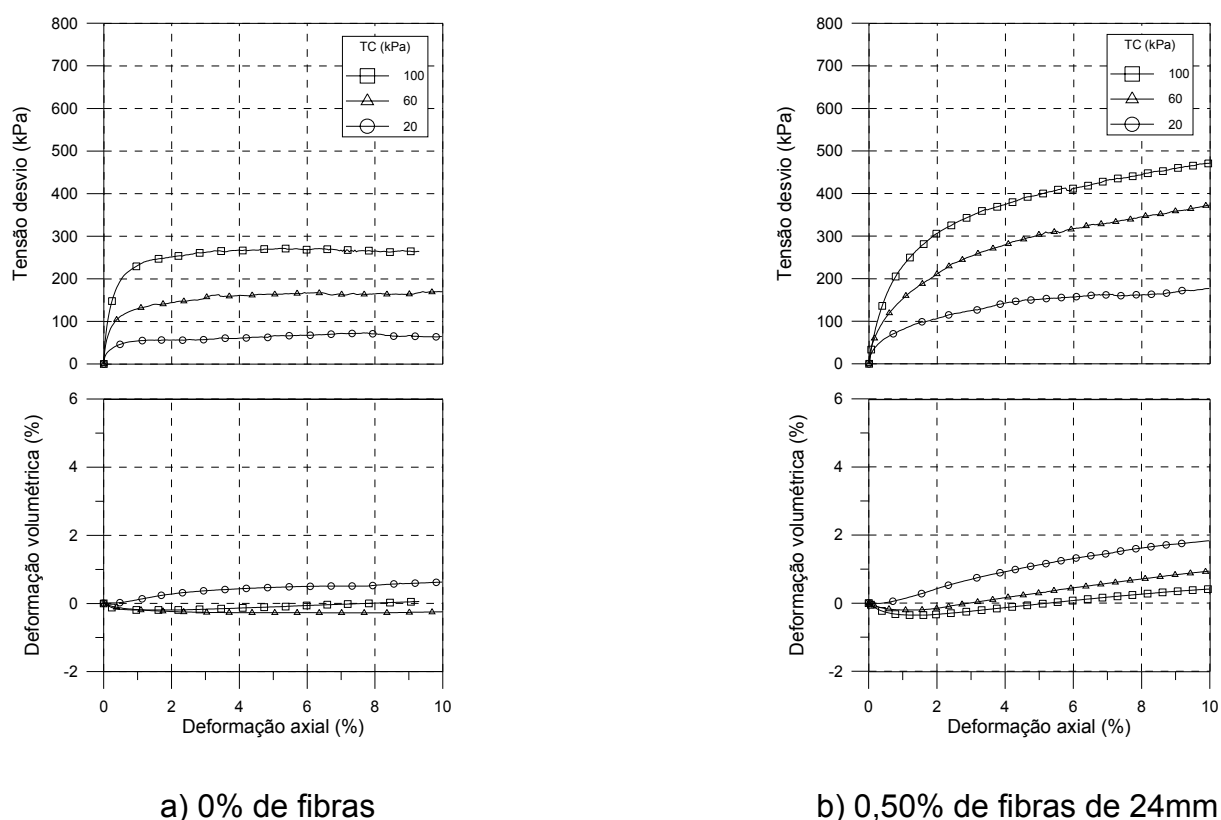
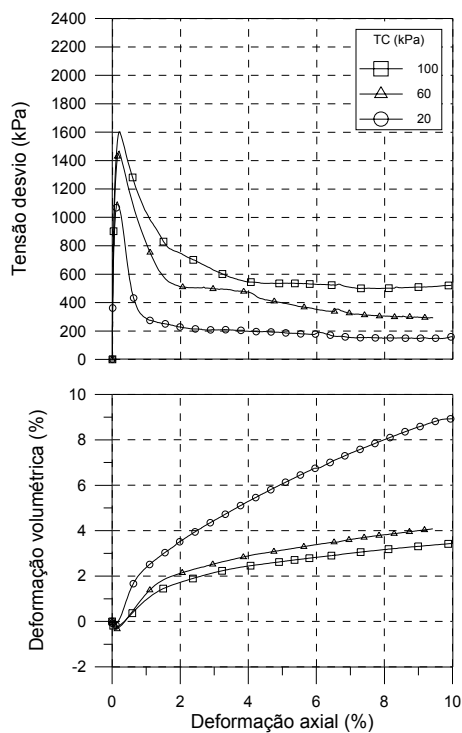
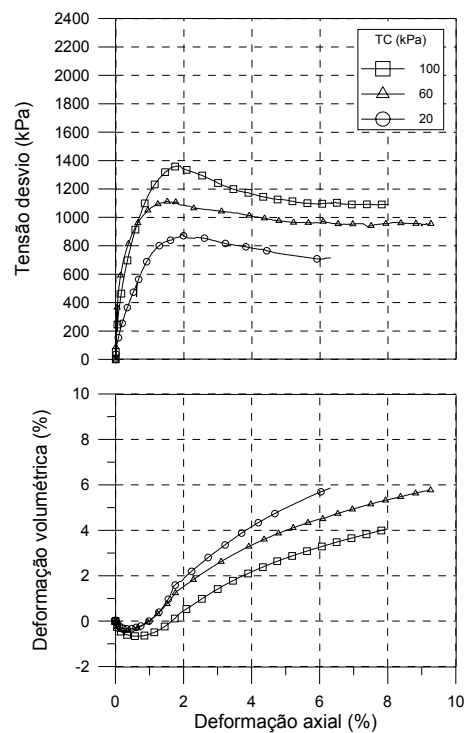


Fig. 5.23 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 (Dr = 40%)

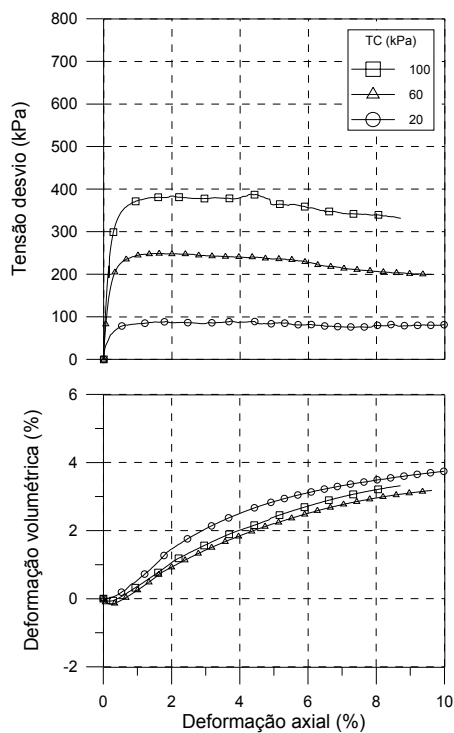


a) 0% de fibras

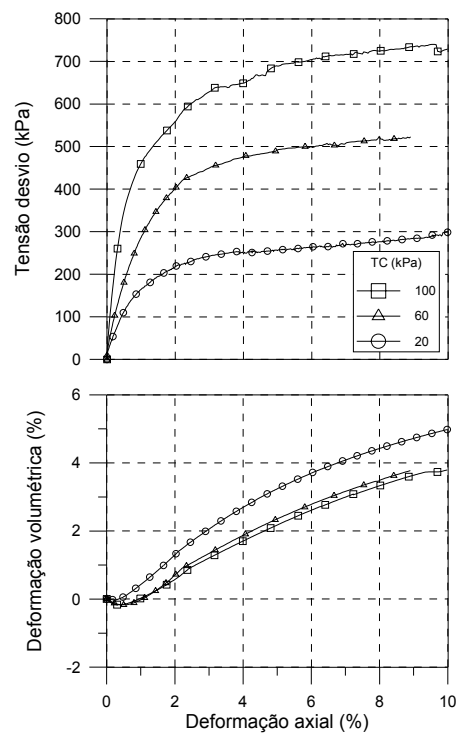


b) 0,50% de fibras de 24mm

Fig. 5.24 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 cimentada (7% de cimento e $D_r = 40\%$)



a) 0% de fibras



b) 0,50% de fibras de 24mm

Fig. 5.25 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 ($D_r = 100\%$)

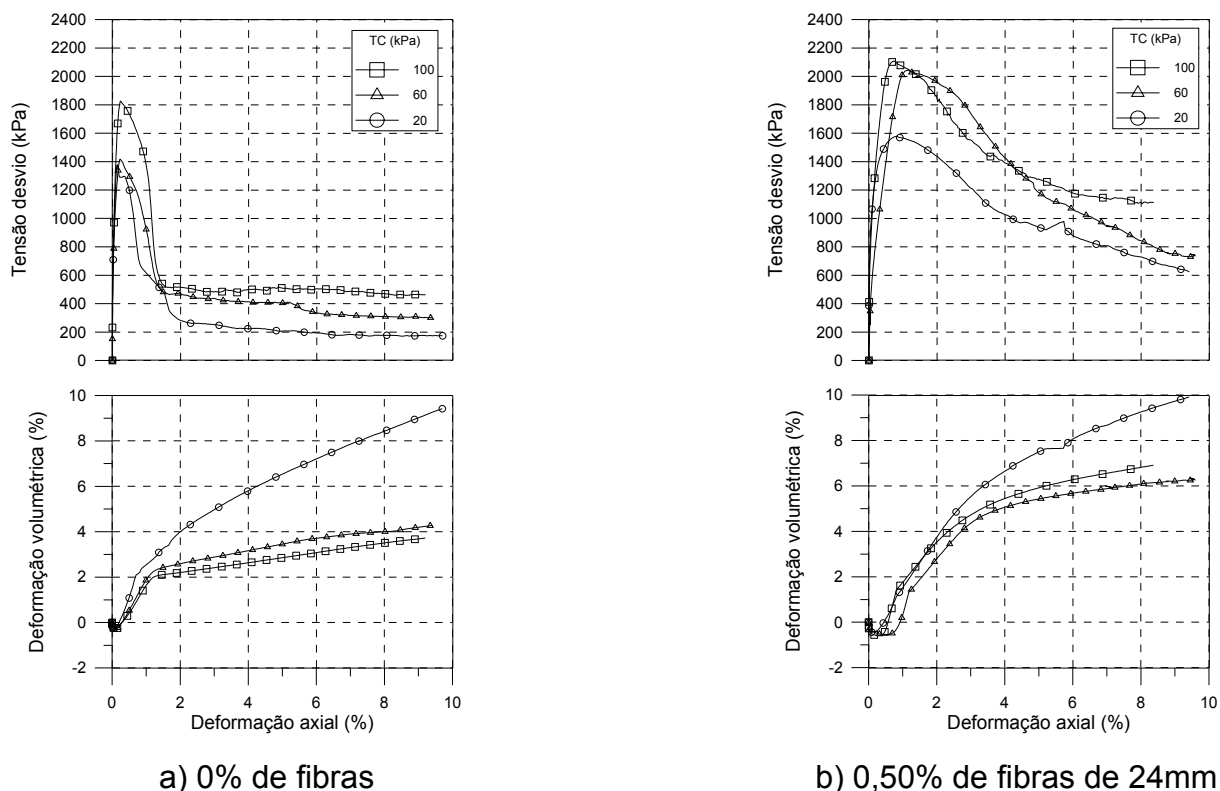


Fig. 5.26 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 cimentada (7% de cimento e $D_r = 100\%$)

Como era de se esperar, a resistência do material com ou sem cimentação, reforçado ou não, aumenta com o acréscimo da densidade relativa. Para o material não cimentado, o ganho da resistência com a adição das fibras é maior quanto maior for a densidade relativa. Em relação ao material cimentado, para uma densidade relativa de 100%, observa-se que a fibra contribui para o aumento da resistência, fato que não é verificado para densidades menores. Nas Tabelas 5.7 e 5.8 são apresentadas as propriedades mecânicas da matriz não cimentada e cimentada, respectivamente, com e sem reforço de fibras.

Na Figura 5.23 (a) observa-se que o solo apresenta pouca expansão volumétrica, a qual tende a aumentar com o aumento da densidade relativa. Novamente observa-se o aumento da deformação volumétrica com a adição das fibras, tanto para o material cimentado como não cimentado.

Tabela 5.7 – Propriedades mecânicas da matriz não cimentada

Ensaio	q_{rup} (kPa)	q_{ult} (kPa)	$E_{s(0,01\%)}$ (Mpa)	$E_{s(0,1\%)}$ (Mpa)	$E_{def(10\%)}$ (kJ/m ³)	I_f	c' (kPa)	ϕ' (°)	c'_{ult} (kPa)	ϕ'_{ult} (°)
Matriz não reforçada ($D_r=40$) PC=0; PF=0; TC=20	73	65	128	26	6	0,12	0	35	0	34
Matriz não reforçada ($D_r=40$) PC=0; PF=0; TC=60	170	170	233	66	15	0				
Matriz não reforçada ($D_r=40$) PC=0; PF=0; TC=100	271	262	287	97	25	0,03				
Matriz reforçada ($D_r=40$) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=20	178	178	70	28	14	0	24	41	24	41
Matriz reforçada ($D_r=40$) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=60	373	373	102	46	28	0				
Matriz reforçada ($D_r=40$) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=100	472	472	50	47	37	0				
Matriz não reforçada ($D_r=70$) PC=0; PF=0; TC=20	78	68	89	34	7	0,14	0	36	0	34
Matriz não reforçada ($D_r=70$) PC=0; PF=0; TC=60	183	156	195	81	17	0,17				
Matriz não reforçada ($D_r=70$) PC=0; PF=0; TC=100	298	280	217	100	28	0,06				
Matriz reforçada ($D_r=70$) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=20	278	278	47	28	21	0	25	45	25	45
Matriz reforçada ($D_r=70$) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=60	388	388	89	68	32	0				
Matriz reforçada ($D_r=70$) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=100	653	653	117	95	50	0				
Matriz não reforçada ($D_r=100$) PC=0; PF=0; TC=20	90	81	142	42	8	0,11	0	41	0	37
Matriz não reforçada ($D_r=100$) PC=0; PF=0; TC=60	249	199	236	111	22	0,25				
Matriz não reforçada ($D_r=100$) PC=0; PF=0; TC=100	384	316	339	167	35	0,21				
Matriz reforçada ($D_r=100$) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=20	299	299	135	37	24	0	35	47	35	47
Matriz reforçada ($D_r=100$) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=60	530	530	168	58	45	0				
Matriz reforçada ($D_r=100$) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=100	745	745	236	117	63	0				

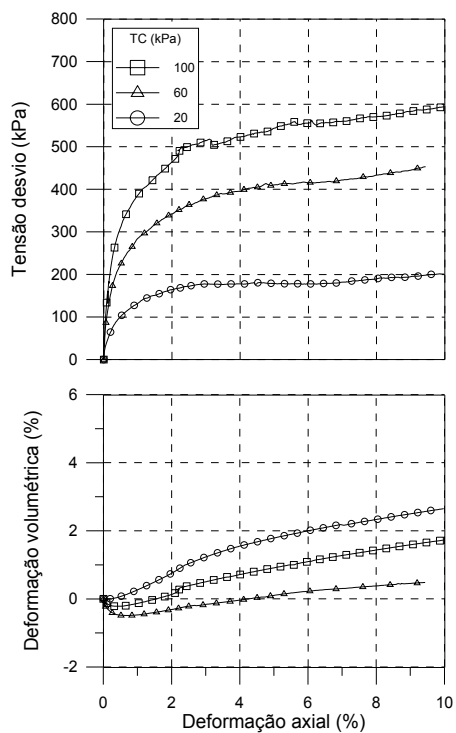
Nota: PC(%), PF(%), D_r (%), CF(mm), TC(kPa)

Tabela 5.8 – Propriedades mecânicas da matriz cimentada

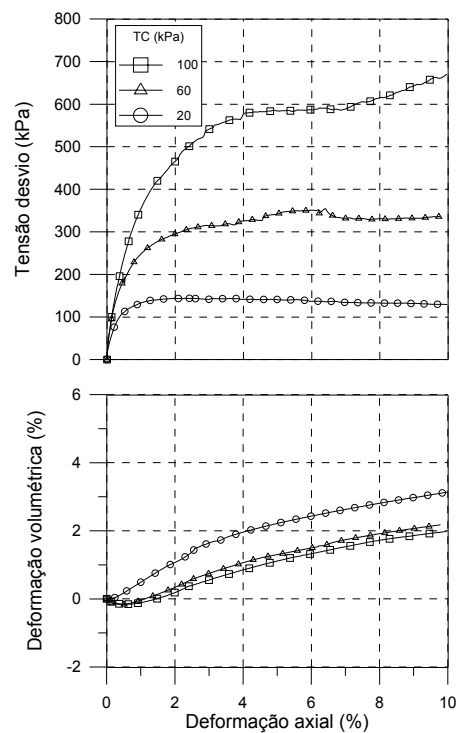
Ensaio	q_{rup} (kPa)	q_{ult} (kPa)	$E_{s(0,01\%)}$ (Mpa)	$E_{s(0,1\%)}$ (Mpa)	$E_{def(10\%)}$ (kJ/m ³)	I_f	c' (kPa)	ϕ' (°)	c'_{ult} (kPa)	ϕ'_{ult} (°)
Matriz não reforçada ($D_r=40$) PC=7; PF=0; TC=20	1109	159	3845	1026	23	5,95	183	50	4	45
Matriz não reforçada ($D_r=40$) PC=7; PF=0; TC=60	1466	290	3607	876	48	4,05				
Matriz não reforçada ($D_r=40$) PC=7; PF=0; TC=100	1601	521	4037	1292	65	2,07				
Matriz reforçada ($D_r=40$) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=20	881	622	529	169	71	0,42	134	49	108	48
Matriz reforçada ($D_r=40$) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=60	1108	968	1763	569	98	0,14				
Matriz reforçada ($D_r=40$) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=100	1361	1098	938	351	112	0,24				
Matriz não reforçada ($D_r=70$) PC=7; PF=0; TC=20	1038	146	2657	864	24	6,10	146	52	22	39
Matriz não reforçada ($D_r=70$) PC=7; PF=0; TC=60	1245	313	3300	970	45	2,98				
Matriz não reforçada ($D_r=70$) PC=7; PF=0; TC=100	1610	409	5112	1071	55	2,94				
Matriz reforçada ($D_r=70$) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=20	1120	949	1486	389	101	0,18	192	47	167	41
Matriz reforçada ($D_r=70$) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=60	1235	844	1580	419	96	0,46				
Matriz reforçada ($D_r=70$) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=100	1533	1042	1668	527	122	0,47				
Matriz não reforçada ($D_r=100$) PC=7; PF=0; TC=20	1376	174	4184	1229	31	6,92	211	50	20	40
Matriz não reforçada ($D_r=100$) PC=7; PF=0; TC=60	1416	300	3974	1157	46	3,71				
Matriz não reforçada ($D_r=100$) PC=7; PF=0; TC=100	1825	456	2782	896	62	3,00				
Matriz reforçada ($D_r=100$) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=20	1577	584	5964	1051	102	1,70	244	52	60	52
Matriz reforçada ($D_r=100$) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=60	2043	711	1187	577	126	1,87				
Matriz reforçada ($D_r=100$) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=100	2099	1122	4757	999	140	0,87				

Nota: PC(%), PF(%), D_r (%), CF(mm), TC(kPa)

As Figuras 5.27 e 5.28 mostram a influência do título da fibra no comportamento tensão x deformação axial x deformação volumétrica do material compósito não cimentado e cimentado, respectivamente. Estes resultados são referentes aos títulos de 17 e 88 dtex. Nas Figuras 5.3 (b) e 5.6 (b) estão plotados os resultados referentes ao título de 3,3 dtex. A Tabela 5.9 mostra as propriedades mecânicas do material compósito nos diferentes títulos das fibras.

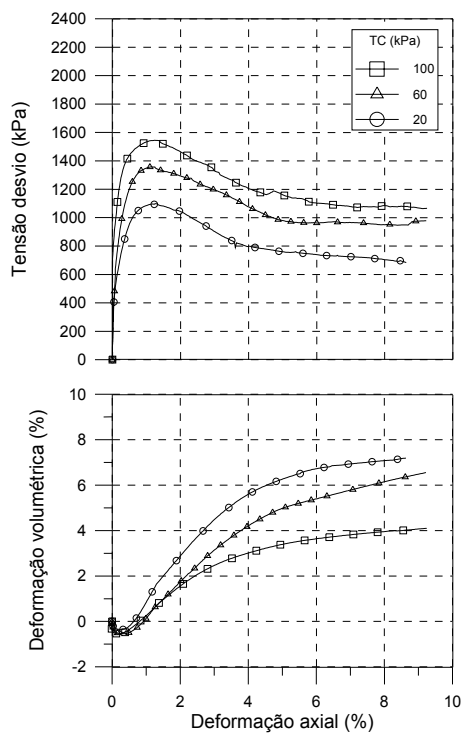


a) 17 dtex

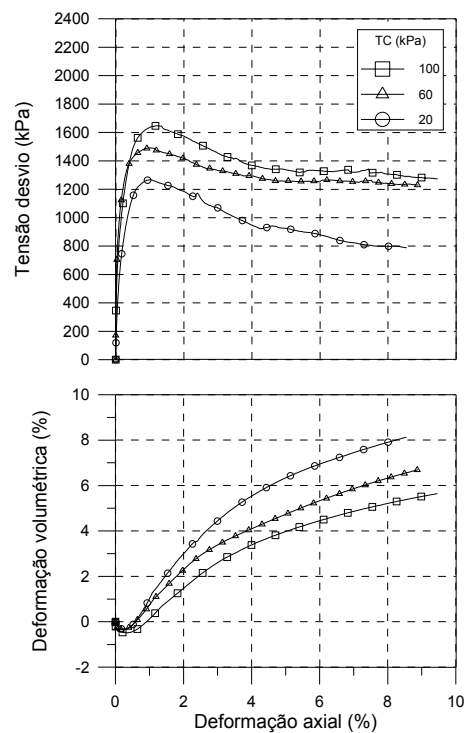


b) 88 dtex

Fig. 5.27 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 reforçada com 0,50% de fibras de 24mm



a) 17 dtex



b) 88 dtex

Fig. 5.28 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 cimentada reforçada com 0,50% de fibras de 24mm

Tabela 5.9 – Propriedades mecânicas da matriz reforçada com fibras

Ensaio	q_{rup} (kPa)	q_{ult} (kPa)	$E_{s(0,01\%)}$ (Mpa)	$E_{s(0,1\%)}$ (Mpa)	$E_{def(10\%)}$ (kJ/m ³)	I_f	c' (kPa)	ϕ' (°)	c'_{ult} (kPa)	ϕ'_{ult} (°)
Matriz não cimentada (TF=3,3) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=20	279	279	47	28	21	0				
Matriz não cimentada (TF=3,3) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=60	388	388	89	68	32	0	25	45	25	45
Matriz não cimentada (TF=3,3) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=100	653	653	117	95	50	0				
Matriz cimentada (TF=3,3) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=20	1120	949	1486	389	101	0,18				
Matriz cimentada (TF=3,3) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=60	1235	844	1580	419	96	0,46	192	47	167	41
Matriz cimentada (TF=3,3) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=100	1533	1042	1668	527	122	0,47				
Matriz não cimentada (TF=17) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=20	201	201	181	31	17	0				
Matriz não cimentada (TF=17) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=60	464	464	276	106	38	0	17	46	17	46
Matriz não cimentada (TF=17) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=100	595	595	349	140	51	0				
Matriz cimentada (TF=17) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=20	1097	651	2054	518	81	0,68				
Matriz cimentada (TF=17) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=60	1356	973	1605	629	107	0,39	190	47	110	46
Matriz cimentada (TF=17) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=100	1543	1049	5177	971	121	0,47				
Matriz não cimentada (TF=88) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=20	144	129	147	47	13	0,11				
Matriz não cimentada (TF=88) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=60	352	338	239	77	31	0,04	4	49	4	49
Matriz não cimentada (TF=88) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=100	672	672	152	80	54	0				
Matriz cimentada (TF=88) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=20	1264	760	1349	563	94	0,66				
Matriz cimentada (TF=88) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=60	1488	1205	3962	954	129	0,23	243	45	136	48
Matriz cimentada (TF=88) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=100	1643	1264	3887	816	138	0,30				

Nota: PC(%), PF(%), CF(mm), TC(kPa), TF(dtex)

Observando-se estes resultados, pode-se concluir que a variação do título da fibra tem uma influência pequena no comportamento do material. Considerando o material não cimentado, há um leve decréscimo da tensão de ruptura com o aumento do título da fibra, por outro lado, em relação ao material cimentado, ocorre o inverso, ou seja, há um acréscimo da tensão de ruptura com o aumento do título da fibra. Isto pode também ser constatado na Tabela 5.9, onde nota-se que há um decréscimo significativo da coesão com o aumento do título da fibra para a areia não cimentada.

Variando-se a tensão de confinamento entre 20 e 500 kPa, obtém-se os resultados apresentados nas Figuras 5.29 e 5.30, e também, na Tabela 5.10.

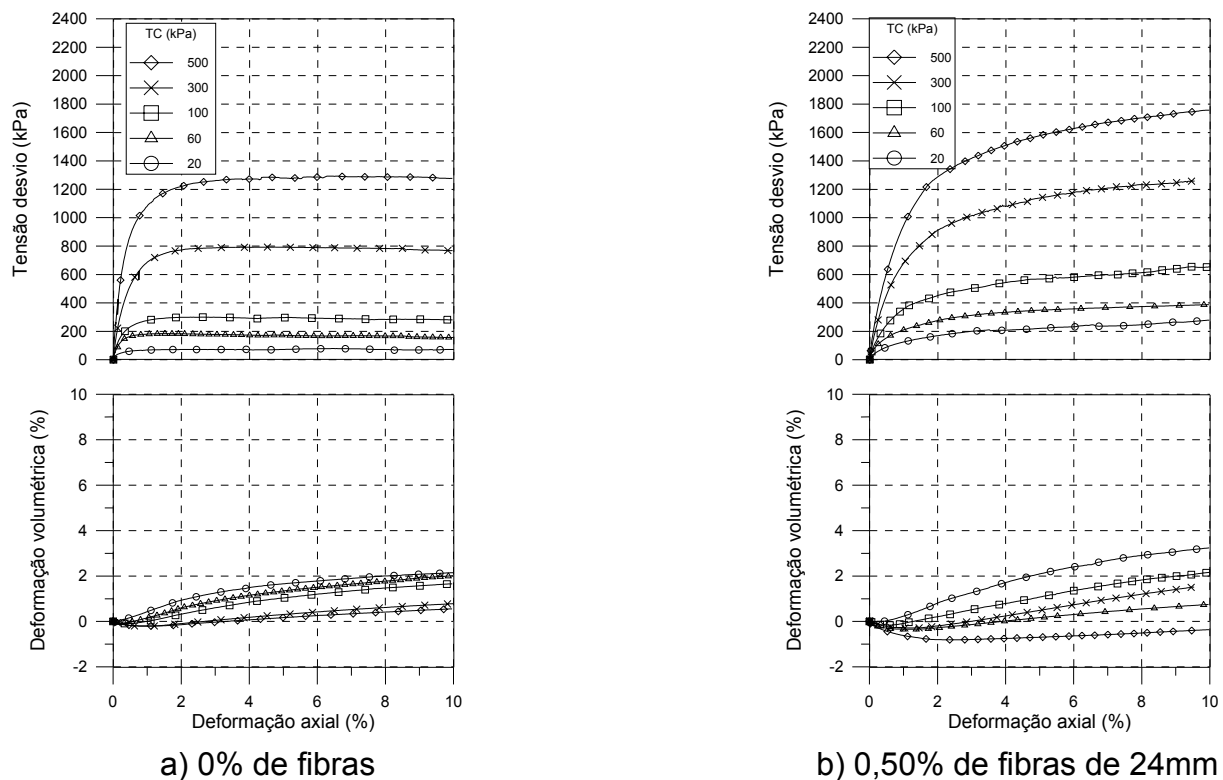


Fig. 5.29 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1

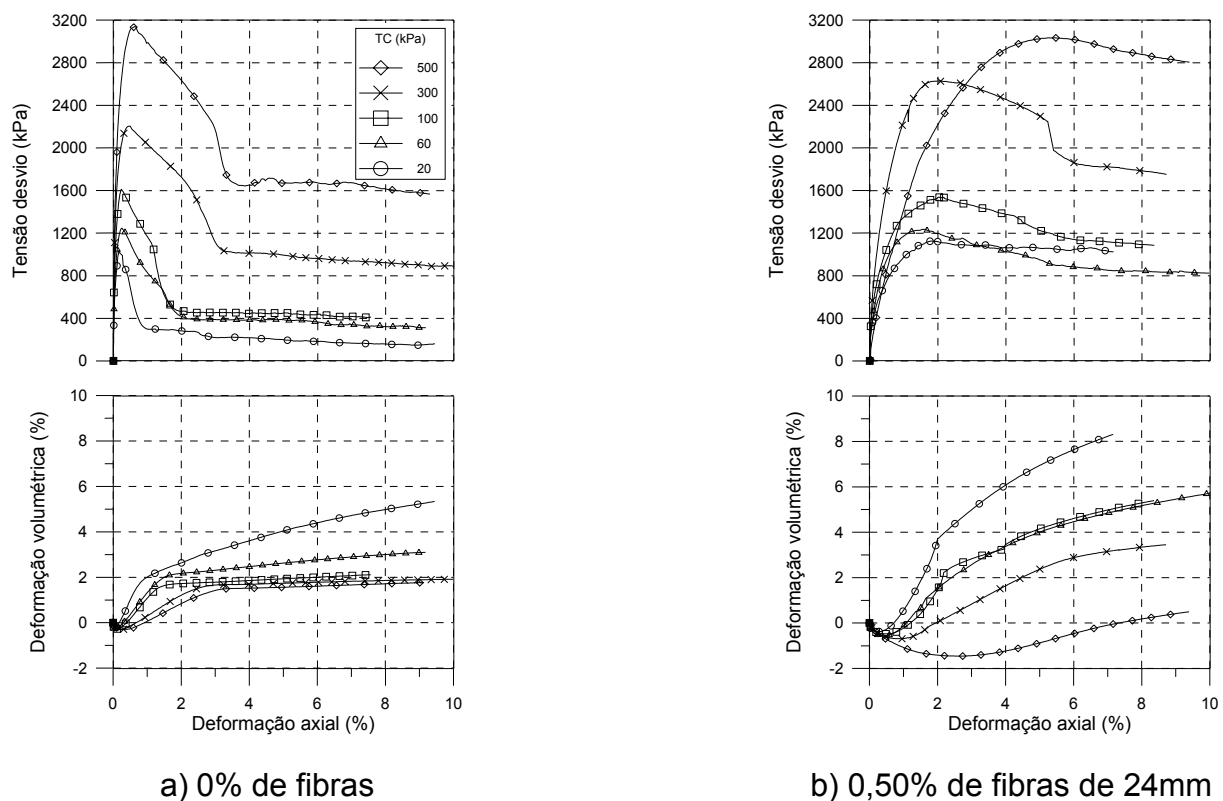


Fig. 5.30 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 cimentada (7% de cimento)

Tabela 5.10 – Propriedades mecânicas da matriz com e sem cimentação

Ensaio	q_{rup} (kPa)	q_{ult} (kPa)	$E_{s(0,01\%)}$ (Mpa)	$E_{s(0,1\%)}$ (Mpa)	$E_{def(10\%)}$ (kJ/m ³)	I_f	c' (kPa)	ϕ' (°)	c'_{ult} (kPa)	ϕ'_{ult} (°)
Matriz não reforçada PC=0; PF=0; TC=20	78	68	89	34	7	0,14	0	35	0	34
Matriz não reforçada PC=0; PF=0; TC=60	183	156	195	81	17	0,17				
Matriz não reforçada PC=0; PF=0; TC=100	298	280	217	100	28	0,06				
Matriz não reforçada PC=0; PF=0; TC=300	793	766	258	188	75	0,03				
Matriz não reforçada PC=0; PF=0; TC=500	1292	1276	816	335	122	0,01				
Matriz não reforçada PC=7; PF=0; TC=20	1038	146	2657	864	24	6,10	224	43	31	36
Matriz não reforçada PC=7; PF=0; TC=60	1245	313	3300	970	45	2,98				
Matriz não reforçada PC=7; PF=0; TC=100	1610	409	5112	1071	55	2,94				
Matriz não reforçada PC=7; PF=0; TC=300	2202	892	5098	1539	120	1,47				
Matriz não reforçada PC=7; PF=0; TC=500	3131	1541	5916	2012	196	1,03				
Matriz reforçada PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=20	278	278	47	28	21	0	59	38	31	36
Matriz reforçada PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=60	388	388	89	68	32	0				
Matriz reforçada PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=100	653	653	117	95	50	0				
Matriz reforçada PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=300	1263	1263	146	132	104	0				
Matriz reforçada PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=500	1757	1757	71	114	145	0				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=20	1120	949	1485	389	101	0,18	226	43	158	41
Matriz reforçada PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=60	1235	844	1580	419	96	0,46				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=100	1533	1042	1668	527	122	0,47				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=300	2627	1678	1552	669	207	0,56				
Matriz reforçada PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=500	3033	2782	310	243	255	0,09				

Nota: PC(%), PF(%), CF(mm), TC(kPa)

A expectativa é de que quanto maior a tensão de confinamento maior será a interação da fibra com a matriz e, portanto, maior a resistência da fibra ao arrancamento ou deslizamento relativo entre fibra e matriz quando submetida ao carregamento. Isto é, quanto maior a tensão de confinamento, maior o ganho de

resistência com a adição da fibra. Pela simples observação da Figura 5.29 e dos valores de tensão de ruptura apresentados na Tabela 5.10, chega-se à conclusão que a afirmativa acima se confirma, considerando neste caso, o material sem cimentação. No caso do material com cimentação, a afirmativa anterior também é válida para a tensão de ruptura última. Este assunto será novamente discutido posteriormente.

Quanto à variação volumétrica, de um modo geral, com o aumento da tensão de confinamento há uma redução da dilatância do material.

Nesta segunda fase experimental também foi estudada a influência da granulometria do solo no comportamento mecânico do material compósito. Nas Figuras 5.31 a 5.34 são mostrados os resultados obtidos. Na Tabela 5.11 estão apresentadas as propriedades da areia 2 ($D_{50}=1,1$; $C_u=1,95$) e da areia 3 ($D_{50}=0,62$; $C_u=6,9$) com e sem cimentação, reforçados ou não com fibras. Os resultados referentes a areia 1, areia de Osório ($D_{50}= 0,28$; $C_u=1,9$), foram apresentados nas Figuras 5.1, 5.3 (b), 5.6 (b) e nas Tabelas 5.1 a 5.3.

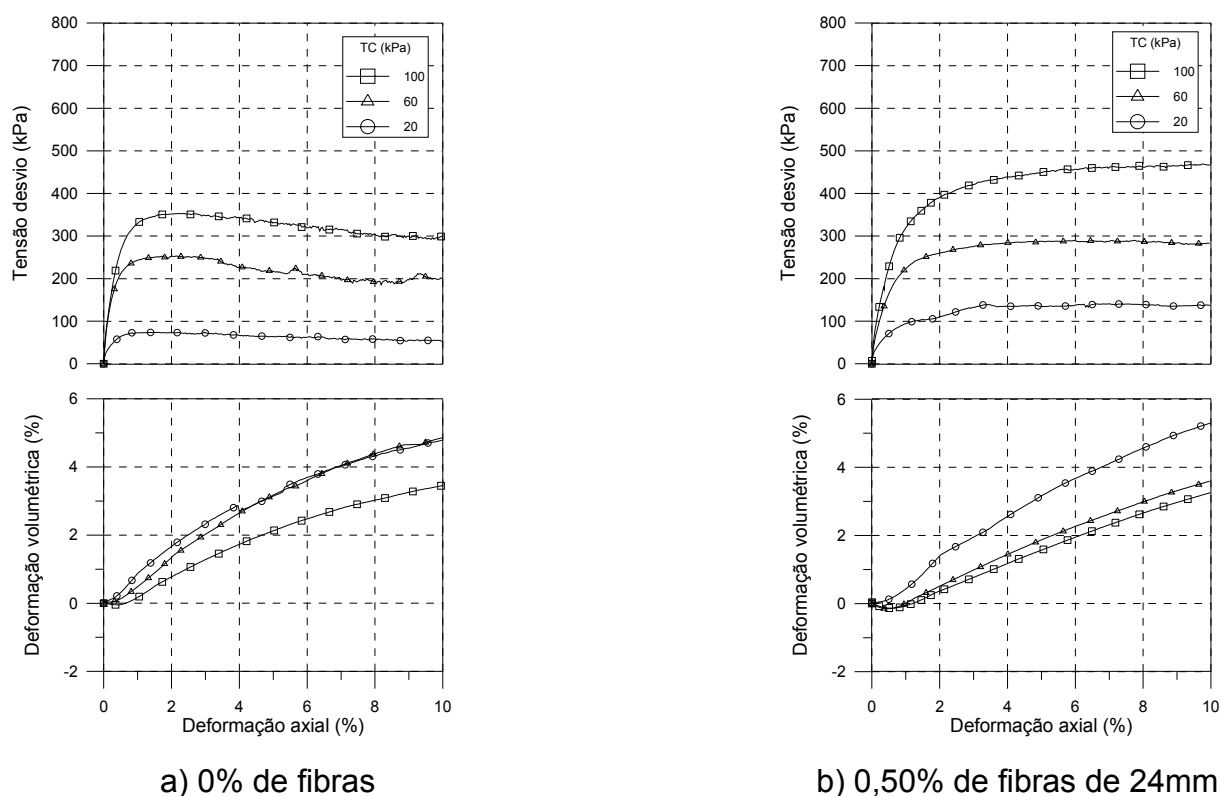
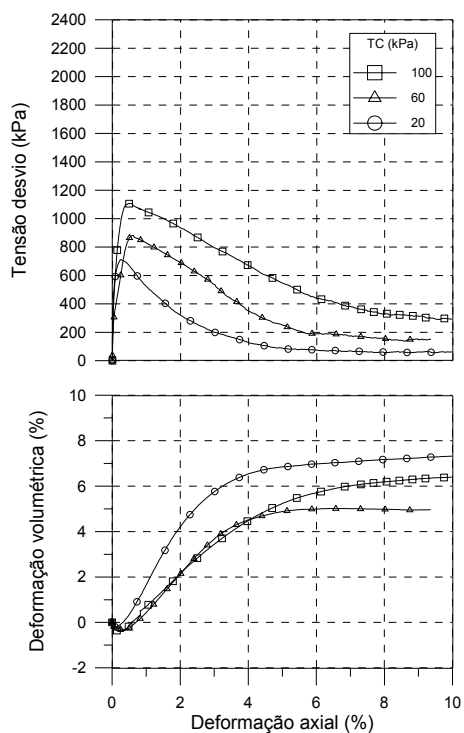
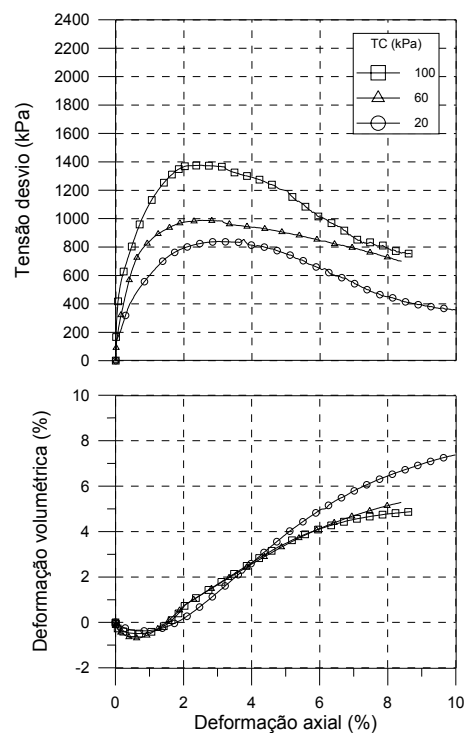


Fig. 5.31 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 2

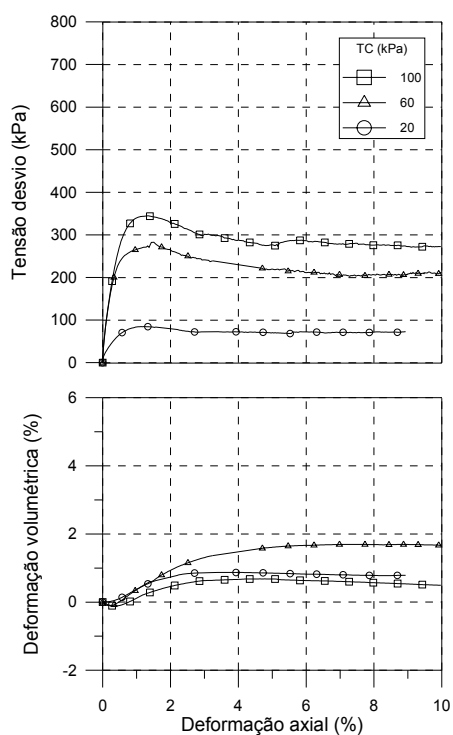


a) 0% de fibras

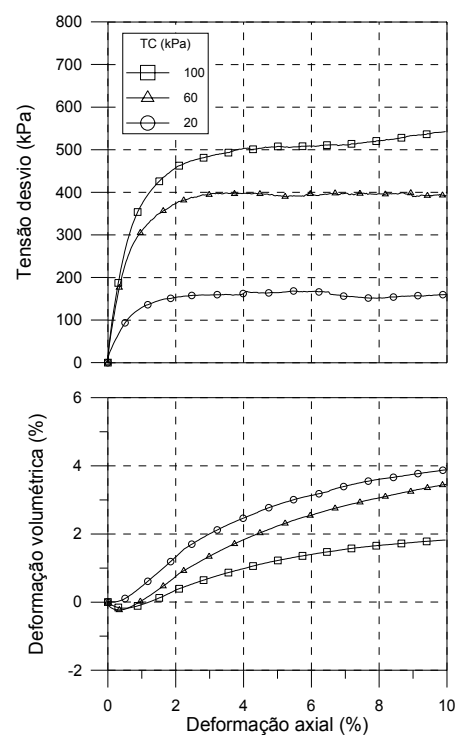


b) 0,50% de fibras de 24mm

Fig. 5.32 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 2 cimentada (7% de cimento)

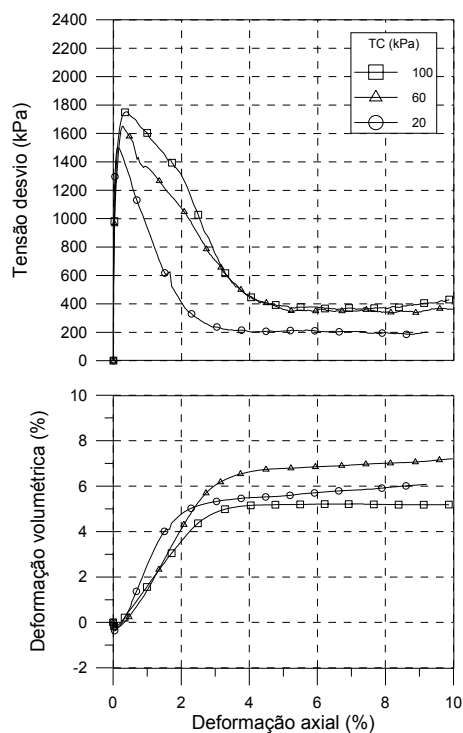


a) 0% de fibras

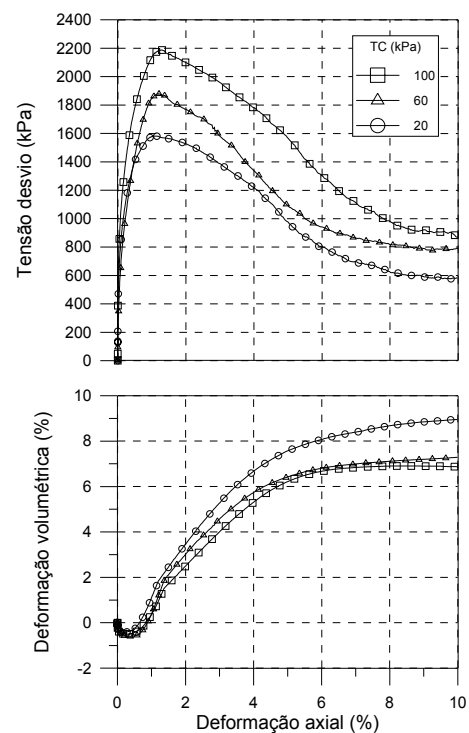


b) 0,50% de fibras de 24mm

Fig. 5.33 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 3



a) 0% de fibras



b) 0,50% de fibras de 24mm

Fig. 5.34 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 3 cimentada (7% de cimento)

Em relação a estes resultados pode-se dizer que, de uma forma geral, com a adição de fibras ao material, com ou sem cimentação, há um aumento da tensão de ruptura e da tensão desvio última. Além disso, há uma perda da rigidez, principalmente para o material cimentado.

Comparando-se os resultados da areia 1 ($D_{50}=0,28$) e da areia 2 ($D_{50}=1,1$) observa-se que, com o aumento do tamanho médio das partículas do solo, há uma menor contribuição das fibras no aumento da resistência do composto. Nota-se ainda que, para a areia 1 reforçada com fibras, a resistência aumenta continuamente com a deformação axial, o que não ocorre com a areia 2. Resumidamente, aumentando o tamanho médio das partículas do solo reforçado com fibras, tanto cimentado como não cimentado, ocasiona uma queda na coesão, aumenta a fragilidade, diminui a rigidez inicial e a capacidade de energia de deformação.

Tabela 5.11 – Propriedades mecânicas da matriz

Ensaio	q_{rup} (kPa)	q_{ult} (kPa)	$E_{s(0,01\%)}$ (Mpa)	$E_{s(0,1\%)}$ (Mpa)	$E_{def(10\%)}$ (kJ/m ³)	I_f	c' (kPa)	ϕ' (°)	c'_{ult} (kPa)	ϕ'_{ult} (°)
Matriz não cimentada (AR=2) PC=0; PF=0; TC=20	74	55	67	30	6	0,33	0	41	0	37
Matriz não cimentada (AR=2) PC=0; PF=0; TC=60	253	192	147	63	22	0,32				
Matriz não cimentada (AR=2) PC=0; PF=0; TC=100	353	300	145	108	32	0,18				
Matriz não cimentada (AR=2) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=20	141	137	63	30	12	0,03	8	42	7	42
Matriz não cimentada (AR=2) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=60	290	284	28	36	27	0,02				
Matriz não cimentada (AR=2) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=100	466	466	138	81	42	0				
Matriz cimentada (AR=2) PC=7; PF=0; TC=20	712	60	2484	587	19	11	123	45	5	36
Matriz cimentada (AR=2) PC=7; PF=0; TC=60	881	145	1232	382	37	5,0				
Matriz cimentada (AR=2) PC=7; PF=0; TC=100	1106	291	2543	648	61	2,8				
Matriz cimentada (AR=2) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=20	853	356	881	191	61	1,39	104	52	55	44
Matriz cimentada (AR=2) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=60	983	577	791	249	81	0,70				
Matriz cimentada (AR=2) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=100	1364	714	1585	477	104	0,91				
Matriz não cimentada (AR=3) PC=0; PF=0; TC=20	85	71	50	17	7	0,18	0	40	0	36
Matriz não cimentada (AR=3) PC=0; PF=0; TC=60	283	212	200	94	22	0,33				
Matriz não cimentada (AR=3) PC=0; PF=0; TC=100	345	272	153	91	29	0,27				
Matriz não cimentada (AR=3) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=20	168	160	75	33	15	0,05	16	44	10	44
Matriz não cimentada (AR=3) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=60	398	393	152	72	35	0,01				
Matriz não cimentada (AR=3) PC=0; PF=0,50; CF=24; TC=100	535	535	221	82	44	0				
Matriz cimentada (AR=3) PC=7; PF=0; TC=20	1503	202	7854	1374	36	6,44	360	37	10	42
Matriz cimentada (AR=3) PC=7; PF=0; TC=60	1650	364	5391	1304	63	3,53				
Matriz cimentada (AR=3) PC=7; PF=0; TC=100	1750	436	6020	1505	70	3,01				
Matriz cimentada (AR=3) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=20	1579	581	4045	785	102	1,72	239	52	108	42
Matriz cimentada (AR=3) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=60	1867	789	2015	692	119	1,36				
Matriz cimentada (AR=3) PC=7; PF=0,50; CF=24; TC=100	2183	869	4748	1038	149	1,51				

Nota: PC(%), PF(%), CF(mm), TC(kPa)

A eficiência das fibras é maior quando for adicionada a um solo com granulometria desuniforme, ou seja, um solo bem graduado (Gray & Maher, 1989). Isto pode ser constatado comparando-se os resultados dos ensaios triaxiais da areia 1 ($C_u = 1,9$) e da areia 3 ($C_u = 6,9$), principalmente para o material cimentado. O solo bem graduado (areia 3) cimentado reforçado com fibras apresenta uma maior resistência de pico, maior rigidez inicial, maior coesão e ângulo de atrito, maior índice de fragilidade e menor resistência última em relação ao solo uniforme (areia 1) cimentado reforçado. Porém, sabe-se que as amostras com areia 3 possuem um índice de vazios menor que as amostras com areia 1, portanto, o coeficiente de uniformidade (C_u) está aninhado ao índice de vazios. Não foi possível manter o mesmo índice de vazios de 0,65 na moldagem de todas as amostras porque a areia 3 possui um índice de vazios máximo de 0,57. Então, adotou-se um índice de vazios de moldagem de 0,46 para as amostras com areia 3, mantendo-se a mesma densidade relativa ($D_r = 70\%$).

Cabe destacar também, que a forma das partículas do solo é um fator não controlável no programa experimental, mas que tem uma influência importante no comportamento tensão x deformação do material compósito (Gray & Maher, 1989), portanto, os resultados podem estar sendo afetados por este fator.

5.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS DA SEGUNDA FASE EXPERIMENTAL

A análise dos resultados dos ensaios triaxiais referente a segunda fase experimental, através da análise de variância, será apresentada a seguir. Os fatores controláveis que compõem esta análise são: porcentagem de cimento (PC), densidade relativa (D_r), título da fibra (TF) e tensão de confinamento (TC). Os resultados obtidos através da investigação das diferentes granulometrias das areias não serão incluídos nesta análise. No momento que se utiliza outro material como matriz, existem diversos fatores que podem interferir nos resultados, como diâmetro efetivo, coeficiente de uniformidade, forma dos grãos, índice de vazios, entre outros. Portanto, alguns desses fatores podem ser controláveis e outros não. Por esse motivo optou-se em não incluir estes resultados na análise de variância.

5.5.1 Variação da porcentagem de cimento

Nas Tabelas 5.5 e 5.6 foram apresentadas as variáveis de resposta da matriz não reforçada e da matriz reforçada com fibras, respectivamente, relativo aos vários teores de cimento. As variáveis de entrada dos modelos de regressão são apresentadas na Tabela 5.12 com seus respectivos valores reais e codificados. Cabe lembrar novamente que as equações de regressão aceitam somente valores codificados.

Tabela 5.12 – Variáveis e intervalos investigados

Variável de entrada (x_n)	Intervalo investigado
Porcentagem de cimento – PC (%)	0 (-1); 1 (-0,8); 4(-0,2); 7 (0,4); 10 (1)
Porcentagem de fibra – PF (%)	0 (-1); 0,50 (1)
Tensão confinante – TC (kPa)	20 (-1); 60 (0); 100 (1)

Nota: Os valores em parênteses representam os valores codificados

a) Tensão desvio de ruptura (q_{rup})

A análise de regressão indicou quais os fatores controláveis investigados que foram significantes, portanto, obteve-se a seguinte equação de regressão:

$$q_{rup} \text{ [kPa]} = 903 + 817 \cdot PC + 194 \cdot TC + 196 \cdot PC^2 - 153 \cdot PC \cdot PF \quad [5.10]$$

a qual, possui um nível de confiança de 95%, um $R^2_{ajustado} = 0,974$ e $\varepsilon_p = 106$ kPa.

Através desta equação foi possível obter-se a Figura 5.35, na qual, há uma comparação entre o modelo e os dados experimentais. É possível observar nesta figura que o efeito da porcentagem de cimento sobre q_{rup} depende do nível de PF. A Equação 5.10 indica que não há um efeito principal de PF e um efeito de interação entre PC e PF. Ou seja, a uma porcentagem de cimento abaixo de 5%,

aproximadamente, a fibra tem um efeito positivo, isto é, aumenta a resistência em relação ao material cimentado sem reforço, porém, a teores de cimento acima de 5%, há um decréscimo de q_{rup} com a adição da fibra.

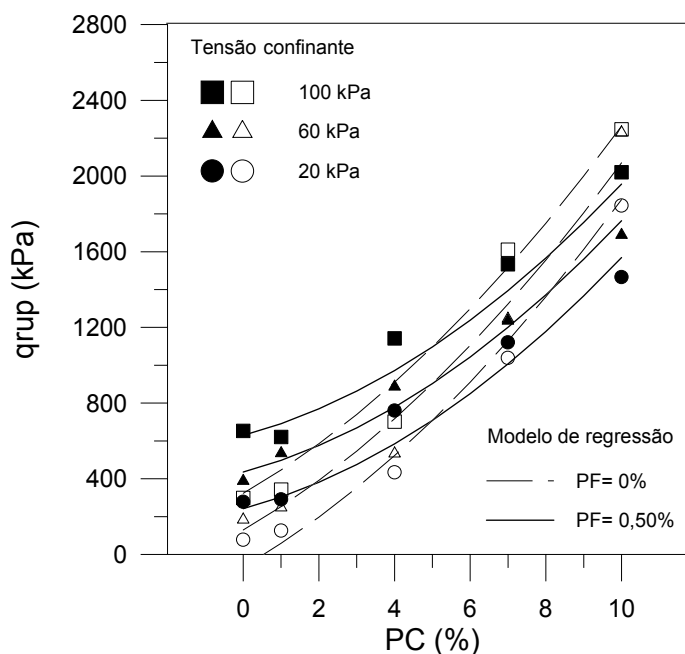


Figura 5.35 – Influência da porcentagem de cimento (PC) sobre q_{rup}

b) Tensão desvio última (q_{ult})

Com relação à tensão desvio última, a análise de regressão indicou o seguinte modelo:

$$q_{ult} [\text{kPa}] = 507 + 239 \cdot PC + 273 \cdot PF + 172 \cdot TC + 129 \cdot PC \cdot PF \quad [5.11]$$

com um nível de confiança de 95%, com um $R^2_{ajustado} = 0,934$ e erro padrão estimado (ε_p) de 95,29 kPa.

O efeito da porcentagem de cimento sobre q_{ult} pode ser melhor observado na Figura 5.36.

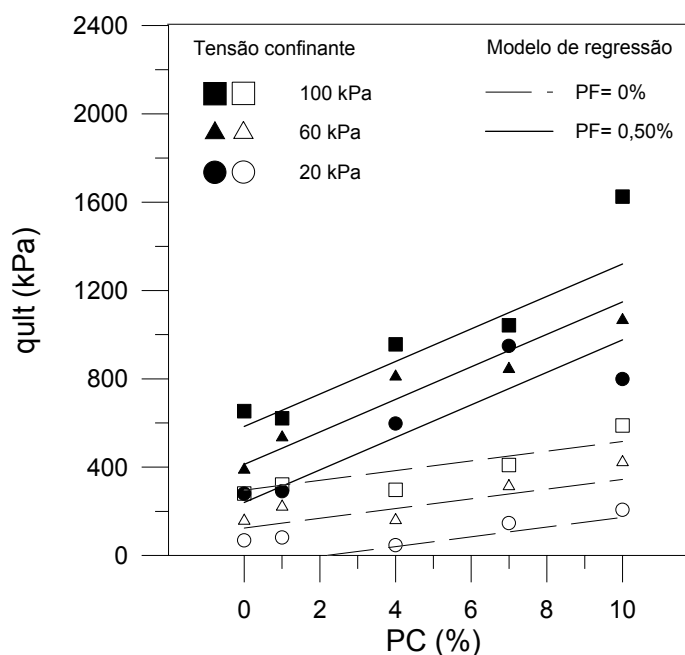


Figura 5.36 – Influência da porcentagem de cimento (PC) sobre q_{ult}

A porcentagem de fibra passa a ter agora um forte efeito sobre q_{ult} , pois além do seu efeito principal, há um efeito de interação entre PC e PF. Pode-se notar que quanto maior a porcentagem de cimento maior é a contribuição da fibra para o aumento de q_{ult} .

c) Módulo secante inicial (E_s)

A Figura 5.37 mostra a influência da porcentagem de cimento no módulo secante a uma deformação de 0,01%. O modelo de regressão indicado na figura é baseado na seguinte equação:

$$E_{s(0,01\%)} [\text{MPa}] = 1611 + 1934 \cdot PC - 734 \cdot PF + 256 \cdot TC + 620 \cdot PC^2 - 892 \cdot PC \cdot PF \quad [5.12]$$

que possui um nível de confiança de 95%, um $R^2_{\text{ajustado}} = 0,881$ e um $\varepsilon_p = 631,39$ MPa.

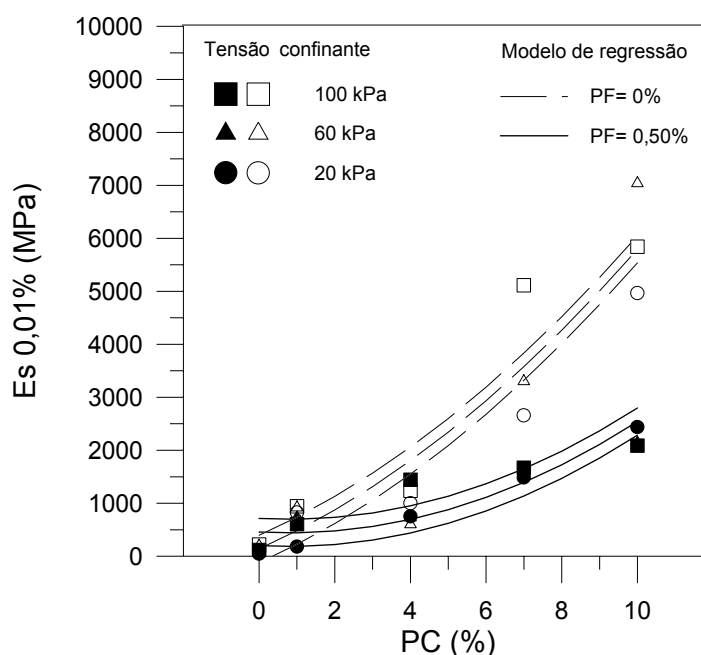


Figura 5.37 – Influência da porcentagem de cimento (PC) sobre $E_{s(0,01\%)}$

Como já visto anteriormente, a cimentação tem um forte efeito sobre o módulo. Isto é verificado agora de forma mais contundente porque tem-se níveis maiores de cimentação. Na Figura 5.37 pode-se perceber nitidamente que o acréscimo de PC aumenta drasticamente $E_{s(0,01\%)}$, porém, quando a fibra é adicionada à matriz cimentada, o aumento de $E_{s(0,01\%)}$ com a variação de PC já não é tão pronunciado. Por isso, ocorre a interação entre PC e PF verificada no modelo de regressão (Equação 5.12). Nota-se também que ocorre uma redução de $E_{s(0,01\%)}$ com a adição das fibras em relação à matriz sem reforço, sendo este efeito ainda mais pronunciado para níveis maiores de cimentação. Isto pode ser constatado também na Equação 5.12 pelo sinal negativo dos coeficientes de regressão de PC.PF e PF.

Os efeitos da porcentagem de cimento e da porcentagem de fibra sobre o módulo obtido a uma deformação de 0,1% são os mesmos para o módulo obtido a uma deformação de 0,01%. Portanto, todas as considerações feitas a respeito de $E_{s(0,01\%)}$ são válidas para $E_{s(0,1\%)}$.

A Figura 5.38 mostra a influência da porcentagem de cimento sobre $E_{s(0,1\%)}$ através dos dados experimentais e do seguinte modelo de regressão:

$$E_{s(0,1\%)} [\text{MPa}] = 431 + 493 \cdot PC - 194 \cdot PF + 24 \cdot TC + 116 \cdot PC^2 - 236 \cdot PC \cdot PF \quad [5.13]$$

que possui um nível de confiança de 95%, um $R^2_{\text{ajustado}} = 0,960$ e um $\varepsilon_p = 90,36$ MPa.

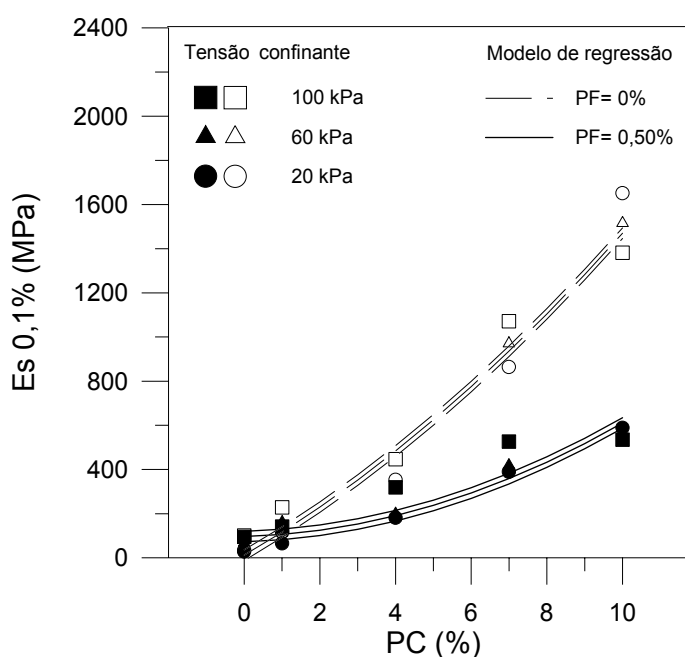


Figura 5.38 – Influência da porcentagem de cimento (PC) sobre $E_{s(0,1\%)}$

d) Índice de Fragilidade (I_f)

Através da análise de regressão foi possível obter um modelo representado graficamente na Figura 5.39 e analiticamente através da Equação 5.14.

$$I_f = 1,85 + 1,39 \cdot PC - 1,40 \cdot PF - 0,89 \cdot TC - 1,13 \cdot PC \cdot PF + 0,77 \cdot PF \cdot TC \quad [5.14]$$

Este modelo possui um nível de confiança de 95%, um $R^2_{\text{ajustado}} = 0,779$ e um $\varepsilon_p = 1,11$.

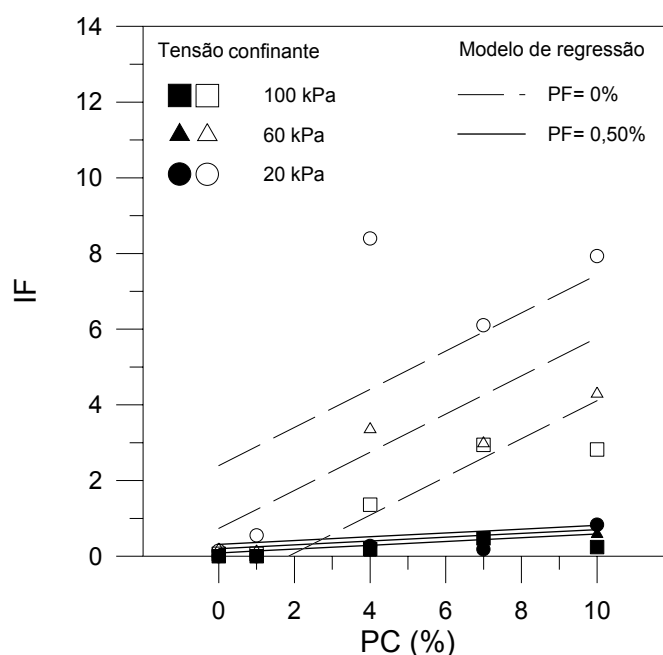


Figura 5.39 – Influência da porcentagem de cimento (PC) sobre I_f

Como já mencionado anteriormente, a cimentação aumenta drasticamente o valor de I_f tornando a matriz extremamente frágil. Por outro lado, a fibra é um elemento que se opõe a esta característica, ou seja, torna o material mais dúctil. A tensão de confinamento também é um fator que contribui na redução da fragilidade, tendo maior efeito no material sem reforço.

e) Capacidade de absorção de energia de deformação (E_{def})

A influência de PC sobre a capacidade de absorção de energia de deformação pode ser observada na Figura 5.40. A Equação 5.15 representa o modelo de regressão apresentado nesta figura.

$$E_{def} \left[\text{kJ/m}^3 \right] = 58 + 36 \cdot PC + 25 \cdot PF + 17 \cdot TC + 17 \cdot PC \cdot PF + 6 \cdot PC \cdot TC \quad [5.15]$$

Este modelo possui um nível de confiança de 95%, um $R^2_{ajustado} = 0,975$ e um erro padrão de $6,42 \text{ kJ/m}^3$.

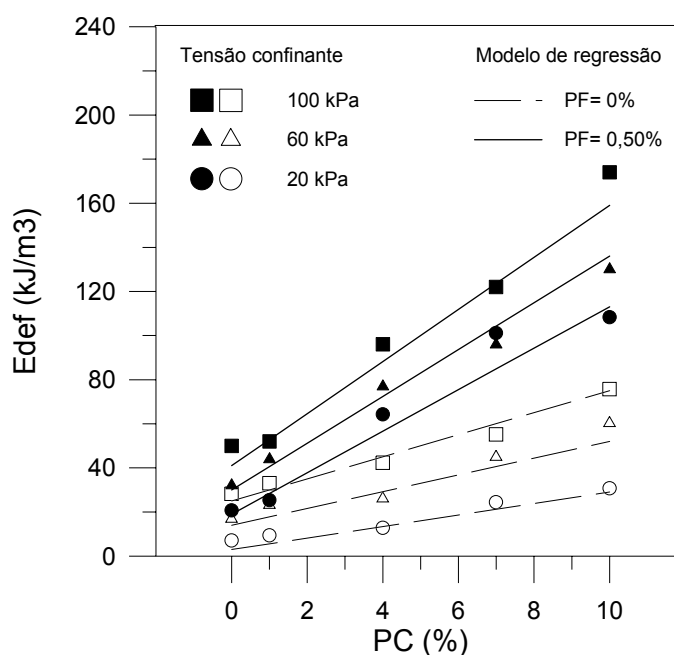


Figura 5.40 - Influência da porcentagem de cimento (PC) sobre E_{def} .

A porcentagem de cimento tem um efeito importante sobre E_{def} , pois além do seu efeito principal há os efeitos de interação com PF e TC (Equação 5.15). Entretanto, a porcentagem de fibra também exerce um efeito positivo, pois ela contribui para aumentar a resistência última do material, conseqüentemente, há um aumento da capacidade de absorção de energia de deformação que representa a área abaixo da curva tensão-deformação. A interação entre TC e PC indica que, para uma tensão confinante maior, o efeito de PC é mais pronunciado sobre E_{def} .

5.5.2 Variação da densidade relativa

As variáveis de resposta da matriz com e sem reforço, cimentada e não cimentada foram apresentadas nas Tabelas 5.7 e 5.8. Na Tabela 5.13 estão indicadas as variáveis de entrada dos modelos de regressão.

Tabela 5.13 – Variáveis e intervalos investigados

Variável de entrada (x_n)	Intervalo investigado
Densidade relativa - D_r (%)	40 (-1); 70 (0); 100 (1)
Porcentagem de cimento – PC (%)	0 (-1); 7 (1)
Porcentagem de fibra – PF (%)	0 (-1); 0,50 (1)
Tensão confinante – TC (kPa)	20 (-1); 60 (0); 100 (1)

Nota: Os valores em parênteses representam os valores codificados

a) *Tensão desvio de ruptura (q_{rup})*

Os resultados experimentais juntamente com a representação gráfica do modelo de regressão são mostrados na Figura 5.41. Este modelo é regido pela seguinte equação:

$$q_{rup} \text{ [kPa]} = 871 + 553 \cdot PC + 66 \cdot PF + 198 \cdot TC + 149 \cdot D_r - 51 \cdot PC \cdot PF + 94 \cdot PF \cdot D_r \quad [5.16]$$

com um nível de confiança de 95%, um $R^2_{ajustado} = 0,969$ e um erro padrão de 109 kPa.

O que percebe-se na Figura 5.41 é que a densidade relativa tem um forte efeito sobre q_{rup} quando há a presença da fibra, tanto no material cimentado como no material não cimentado. Este fato também explica a interação existente entre D_r e PF na Equação 5.16. De um modo geral, o aumento da densidade relativa acarreta num acréscimo de q_{rup} . Um fato curioso, em se tratando do material cimentado, é que quando a densidade relativa é menor que 70%, a resistência do material reforçado com fibras é menor do que a resistência do material sem reforço, porém, quando a densidade relativa é maior do que 70%, o efeito é inverso, ou seja, a resistência do material reforçado é maior do que a resistência do material sem reforço. Isto leva a crer que a fibra interage melhor com o material cimentado quando

a quantidade de vazios é pequena e, portanto, há maior número de contatos entre fibra e matriz.

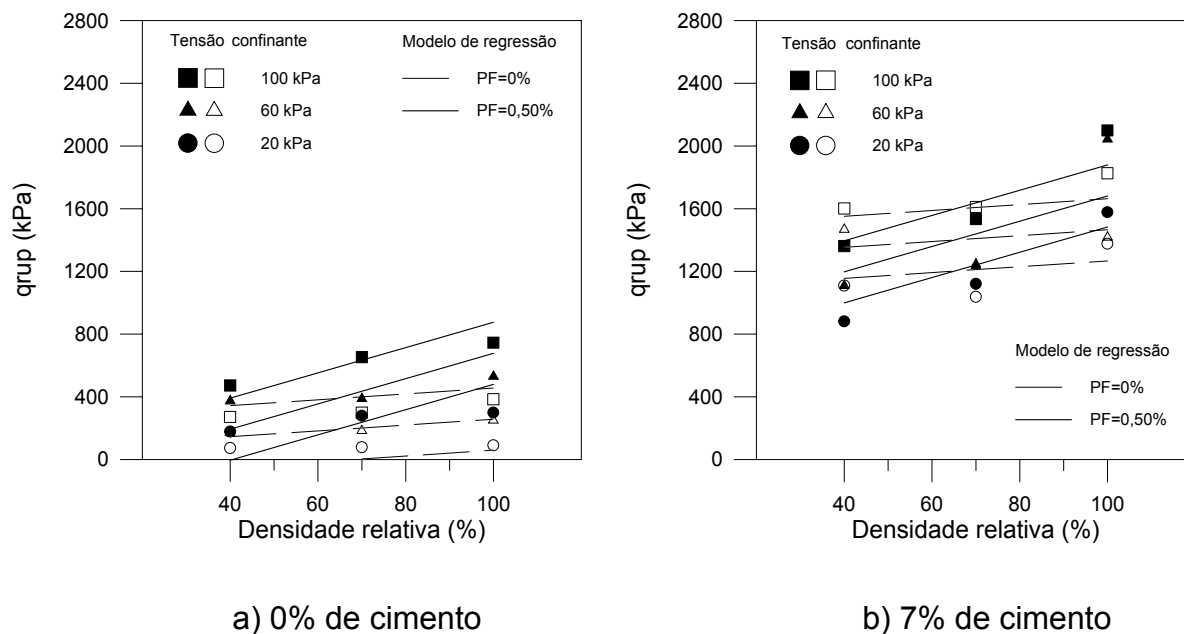


Figura 5.41 - Influência da densidade relativa (D_r) sobre q_{rup}

b) Tensão desvio última (q_{ult})

O modelo obtido através da análise de regressão múltipla para a tensão desvio última foi o seguinte:

$$q_{ult} [\text{kPa}] = 447 + 144 \cdot PC + 208 \cdot PF + 157 \cdot TC + 79 \cdot PC \cdot PF - 40 \cdot PC \cdot D_r \quad [5.17]$$

que possui um nível de confiança de 95%, um $R^2_{ajustado} = 0,933$ e um $\varepsilon_p = 80,11$ kPa.

Na Figura 5.42 encontram-se plotados os valores experimentais e o modelo. Nota-se que a densidade relativa não tem um efeito principal sobre q_{ult} , porém, há um efeito de interação entre PC e D_r .

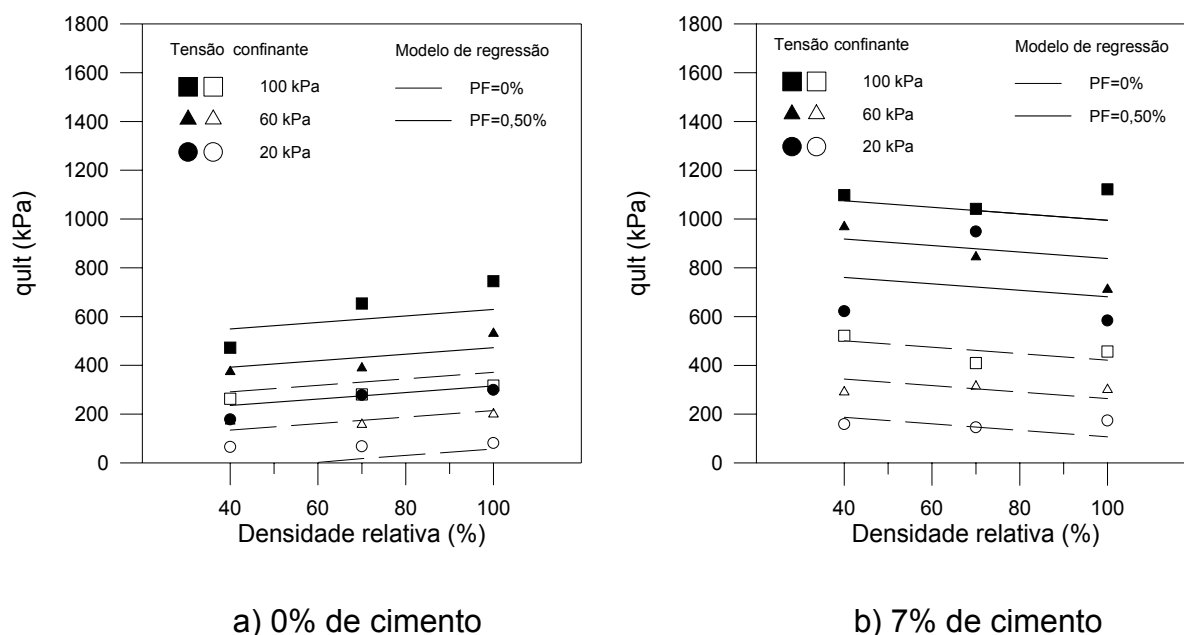


Figura 5.42 - Influência da densidade relativa (D_r) sobre q_{ult}

Com relação ao material não cimentado reforçado com fibras, é visível o aumento de q_{ult} com o acréscimo da densidade relativa, porém, em se tratando do material cimentado reforçado com fibras, o efeito é inverso, há uma redução de q_{ult} com o aumento da densidade relativa.

Observando a Figura 5.42 (a), o modelo de regressão indica que há um aumento da resistência última do material não reforçado com fibras com o acréscimo da densidade relativa. Isto deve estar ocorrendo porque o material não tenha atingido ainda o estado último, já que os dados experimentais foram obtidos a um nível de deformação de 10%. E também, o modelo pode estar tendo uma influência muito forte dos dados experimentais do material reforçado com fibras, não conseguindo assim, uma boa modelagem do material sem reforço. Esta mesma observação também é válida para a Figura 5.42 (b).

c) Módulo secante inicial (E_s)

A análise de regressão indicou que a densidade relativa não tem influência

significativa sobre o módulo secante a uma deformação de 0,01%. Isto pode ter ocorrido devido à grande dispersão dos valores experimentais. Os modelos apresentados a seguir estão relacionados ao módulo de deformação secante a uma deformação de 0,1%. Um modelo de regressão foi obtido para o material não cimentado e outro para o material cimentado.

Para o material não cimentado, obteve-se o seguinte modelo:

$$E_{s(0,1\%)} [\text{MPa}] = 70 - 11 \cdot PF + 36 \cdot TC + 18 \cdot D_r + 14 \cdot TC \cdot D_r \quad [5.18]$$

que possui um nível de confiança de 95%, um $R^2_{\text{ajustado}} = 0,901$ e um $\varepsilon_p = 12,22$ MPa.

Já para o material cimentado, o modelo obtido foi:

$$E_{s(0,1\%)} [\text{MPa}] = 667 - 240 \cdot PF + 135 \cdot D_r + 121 \cdot PF \cdot D_r \quad [5.19]$$

com um nível de confiança de 95%, um $R^2_{\text{ajustado}} = 0,719$ e um erro padrão (ε_p) de 177,97 MPa.

A influência da densidade relativa sobre $E_{s(0,1\%)}$ pode ser observada na Figura 5.43. De um modo geral, o módulo aumenta com o aumento da densidade relativa. A interação entre D_r e TC (Equação 5.18) indica que este aumento é mais pronunciado para tensões confinantes maiores. Aqui novamente pode-se observar a redução do módulo com a introdução da fibra.

d) Índice de Fragilidade (I_f)

Segundo a análise de regressão realizada com os dados experimentais obtidos, a variação da densidade relativa não afetou de forma significativa o índice de fragilidade. Portanto, o índice de fragilidade não depende da densidade relativa.

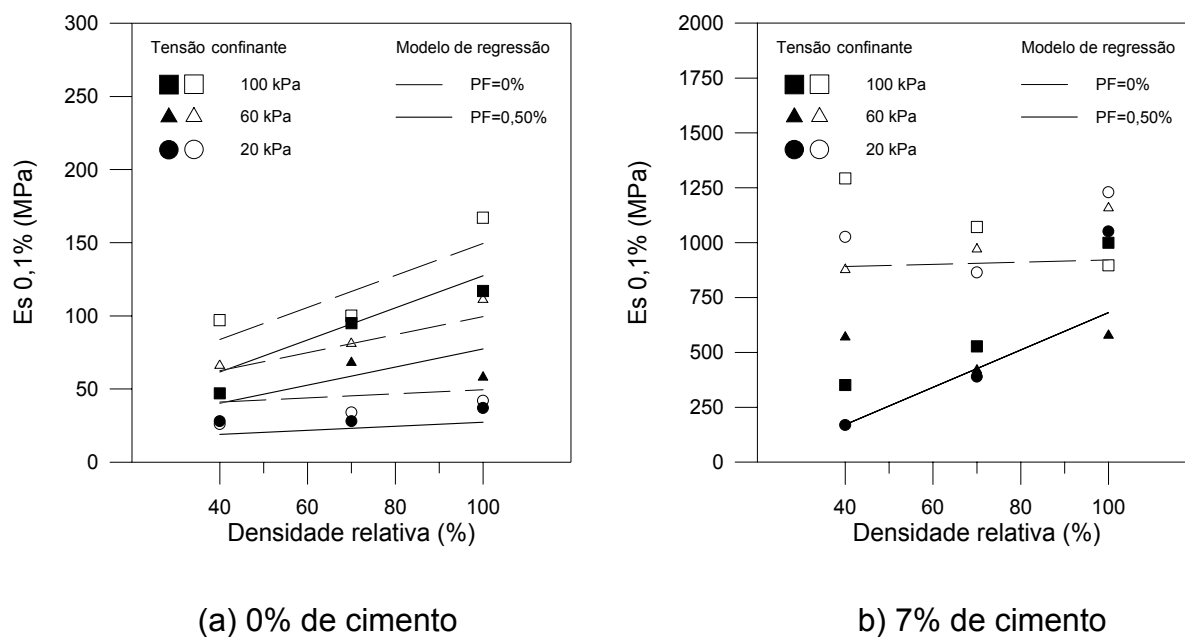


Figura 5.43 - Influência da densidade relativa (D_r) sobre $E_{s(0,1\%)}$

e) Capacidade de absorção de energia de deformação (E_{def})

A Figura 5.44 mostra a influência da densidade relativa sobre E_{def} . O modelo apresentado na figura foi obtido através da seguinte equação de regressão:

$$E_{def} \text{ [kJ/m}^3\text{]} = 50 + 25 \cdot PC + 20 \cdot PF + 15 \cdot TC + 7 \cdot D_r + 12 \cdot PC \cdot PF + 5 \cdot PF \cdot D_r \quad [5.20]$$

que possui um nível de confiança de 95%, um $R^2_{ajustado} = 0,980$ e um erro padrão (ϵ_p) de $5,30 \text{ kJ/m}^3$.

Novamente observamos que a porcentagem de cimento e a porcentagem de fibra exercem uma influência forte sobre a capacidade de absorção de energia de deformação. A variação da densidade relativa tem um efeito muito maior sobre E_{def} quando considerarmos o material reforçado com fibras. Por isso que ocorre a interação entre D_r e PF .

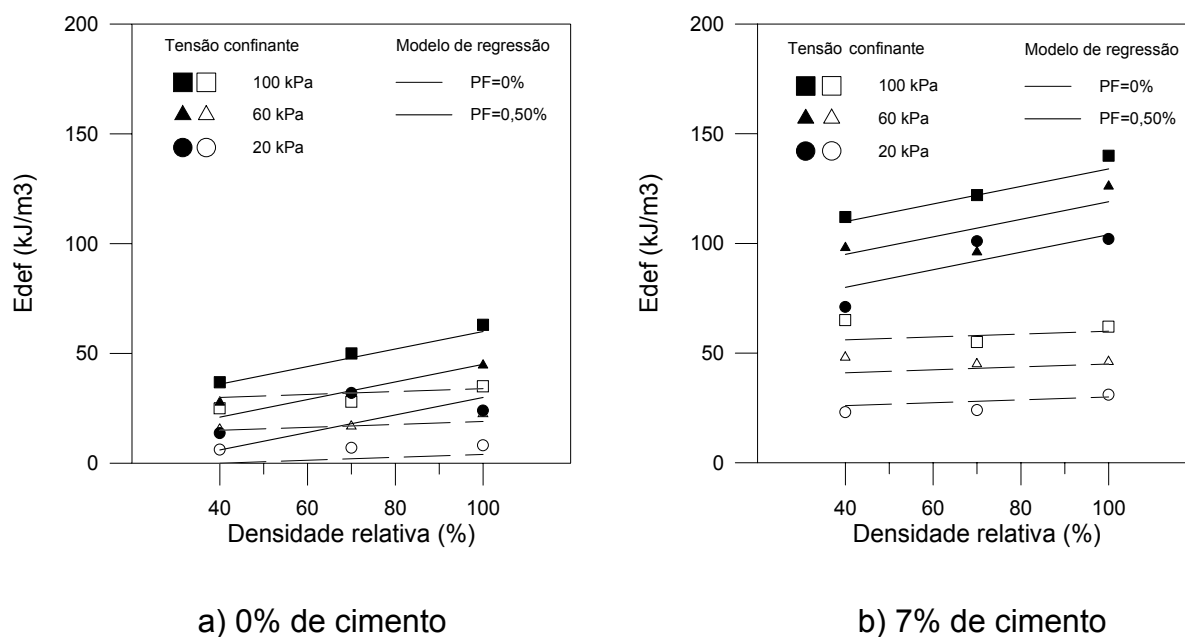


Figura 5.44 - Influência da densidade relativa (D_r) sobre E_{def}

5.5.3 Variação do título das fibras

A Tabela 5.14 apresenta as variáveis de entrada com seus respectivos valores reais e codificados relativo a esta etapa do experimento. As variáveis de resposta para cada fator controlável foram apresentadas na Tabela 5.9.

Tabela 5.14 – Variáveis e intervalos investigados

Variável de entrada (x_n)	Intervalo investigado
Título da fibra- TF (dtex)	3,3 (-1); 17 (-0,68); 88 (1)
Porcentagem de cimento – PC (%)	0 (-1); 7 (1)
Tensão confinante – TC (kPa)	20 (-1); 60 (0); 100 (1)

Nota: Os valores em parênteses representam os valores codificados

Com relação às diversas variáveis de resposta, a análise de regressão indicou que a variação do título da fibra influencia de forma significativa somente a tensão desvio de ruptura e a capacidade de absorção de energia de deformação.

a) *Tensão desvio de ruptura (q_{rup})*

O seguinte modelo foi obtido através da análise de regressão:

$$q_{rup} \text{ [kPa]} = 885 + 486 \cdot PC + 214 \cdot TC + 53 \cdot PC \cdot TF \quad [5.21]$$

que possui um nível de confiança de 95%, um $R^2_{ajustado} = 0,991$ e um erro padrão (\mathcal{E}_p) de 49,87 kPa.

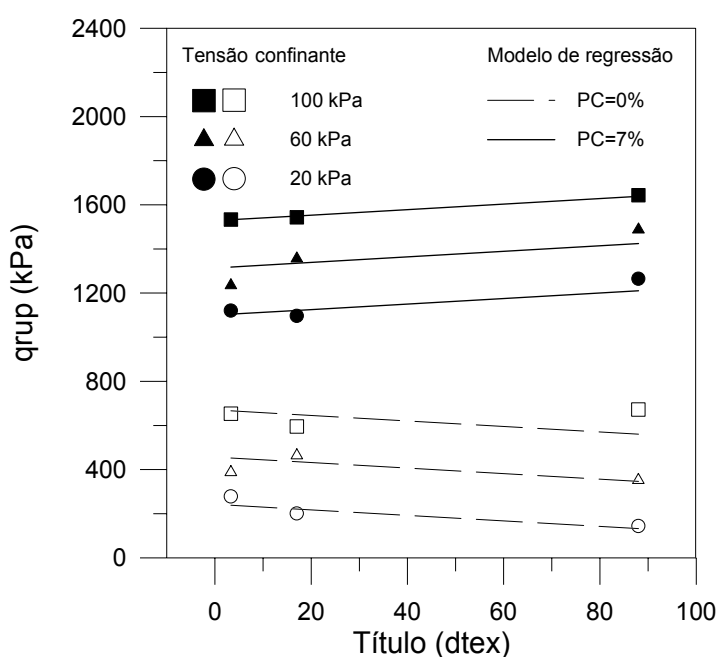


Figura 5.45 - Influência do título da fibra (TF) sobre q_{rup}

Na Figura 5.45 observa-se que, aumentando o título da fibra (TF), diminui a resistência do material não cimentado e aumenta a resistência do material cimentado. Isto ocorre porque com o acréscimo do título da fibra diminui a quantidade de fibras na matriz, já que mantém-se constante o peso de fibras.

b) *Capacidade de absorção de energia de deformação (E_{def})*

Na Figura 5.46 está representado graficamente o seguinte modelo obtido através da análise de regressão:

$$E_{def} \left[\text{kJ/m}^3 \right] = 70 + 39 \cdot PC + 18 \cdot TC + 5 \cdot PC \cdot TF \quad [5.22]$$

com um nível de confiança de 95%, um $R^2_{ajustado} = 0,972$ e um erro padrão (ε_p) de 7,11 kJ/m³.

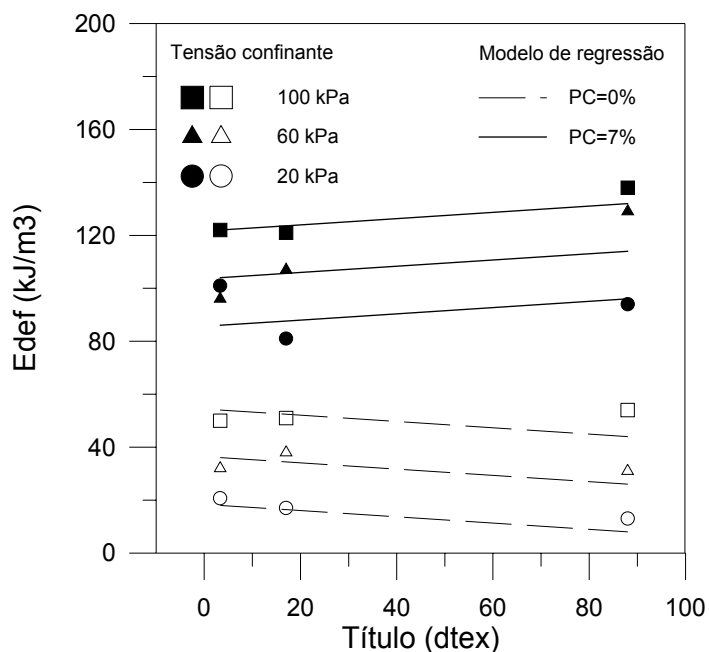


Fig. 5.46 – Influência do título da fibra (TF) sobre E_{def}

A influência do título da fibra sobre E_{def} é semelhante à influência sobre a tensão desvio de ruptura. Parece bastante lógico, visto que o acréscimo ou decréscimo da resistência está relacionado à área abaixo da curva tensão-deformação.

5.5.4 Variação da tensão de confinamento

As variáveis de resposta obtidas dos ensaios de resistência à compressão triaxial para os diversos fatores controláveis relativos ao estudo específico do efeito da tensão confinante foram apresentados na Tabela 5.10. Na Tabela 5.15 são apresentados os níveis codificados e reais dos fatores controláveis relacionados a esta análise.

Tabela 5.15 – Variáveis e intervalos investigados

Variável de entrada (x_n)	Intervalo investigado
Porcentagem de fibra- PF (%)	0 (-1); 0,50 (1)
Porcentagem de cimento – PC (%)	0 (-1); 7 (1)
Tensão confinante – TC (kPa)	20 (-1); 60 (-0,8); 100 (-0,7); 300 (0,17); 500(1)

Nota: Os valores em parênteses representam os valores codificados

a) Tensão desvio de ruptura (q_{rup})

A análise de regressão indicou o modelo abaixo com seus respectivos fatores e coeficientes. Este modelo está representado também graficamente na Figura 5.47.

$$q_{rup} \text{ [kPa]} = 1511 + 634 \cdot PC + 101 \cdot PF + 839 \cdot TC - 69 \cdot PC \cdot PF + 166 \cdot PC \cdot TC \quad [5.23]$$

Este modelo possui um nível de confiança de 95%, um $R^2_{ajustado} = 0,986$ e um erro padrão (ε_p) de 118 kPa.

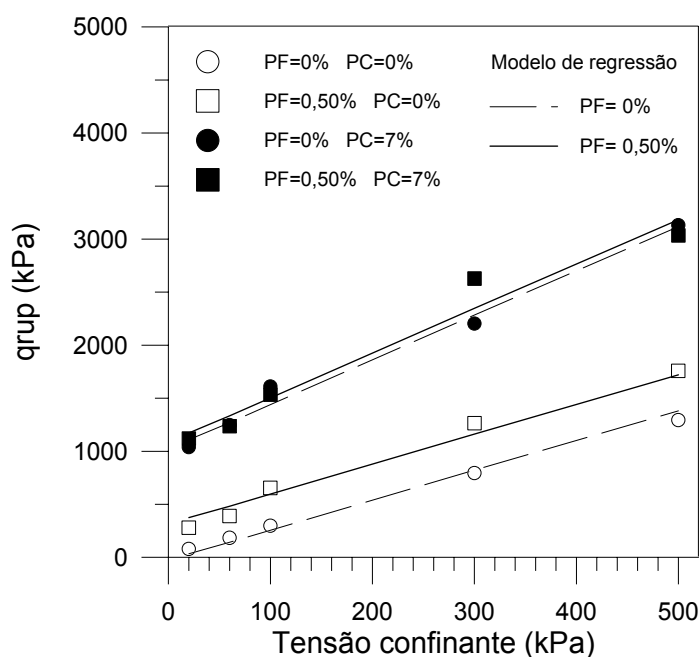


Figura 5.47 – Influência da tensão de confinamento (TC) sobre q_{rup}

O efeito da tensão de confinamento sobre q_{rup} ficou bem evidente na Figura 5.47. É um comportamento que já era de se esperar, ou seja, ocorreu o aumento da tensão desvio de ruptura com o aumento da tensão de confinamento. Com relação ao material cimentado, o modelo estatístico indica que a adição da fibra aumenta q_{rup} , mesmo sendo um acréscimo pouco expressivo, o que contraria parte dos dados experimentais mostrados na mesma figura. Como é um modelo único para o material cimentado e não cimentado, o modelo sofre, de certa forma, influência dos dados experimentais do material não cimentado. Certamente uma análise somente dos resultados experimentais do material cimentado indicaria um efeito não significativo do porcentual de fibra.

A tensão de confinamento crítica, muito mencionada por diversos autores, não ficou evidente nos resultados obtidos, pelo menos neste intervalo de investigação. Esta tensão confinante crítica é definida como a tensão a partir da qual a fibra não é mais arrancada da matriz e é levada à ruptura. Talvez aumentando o intervalo de investigação seja possível definir a tensão de confinamento crítica.

b) Tensão desvio última (q_{ult})

O modelo obtido através da análise de regressão múltipla para a tensão desvio última foi o seguinte:

$$q_{ult} \text{ [kPa]} = 1030 + 204 \cdot PC + 317 \cdot PF + 742 \cdot TC + 110 \cdot PC \cdot PF + 68 \cdot PC \cdot TC + 103 \cdot PF \cdot TC \quad [5.24]$$

que possui um nível de confiança de 95%, um $R^2_{ajustado} = 0,978$ e um erro padrão (\mathcal{E}_p) de 101,61 kPa.

Na Figura 5.48 é possível verificar a influência da tensão de confinamento sobre a tensão desvio última. Pode-se observar que a tensão confinante exerce um maior efeito sobre q_{ult} quando trata-se da matriz reforçada com fibras, por isso da

interação entre PF e TC. Portanto, quanto maior a tensão confinante, maior é o acréscimo de q_{ult} do material reforçado em relação ao material sem reforço.

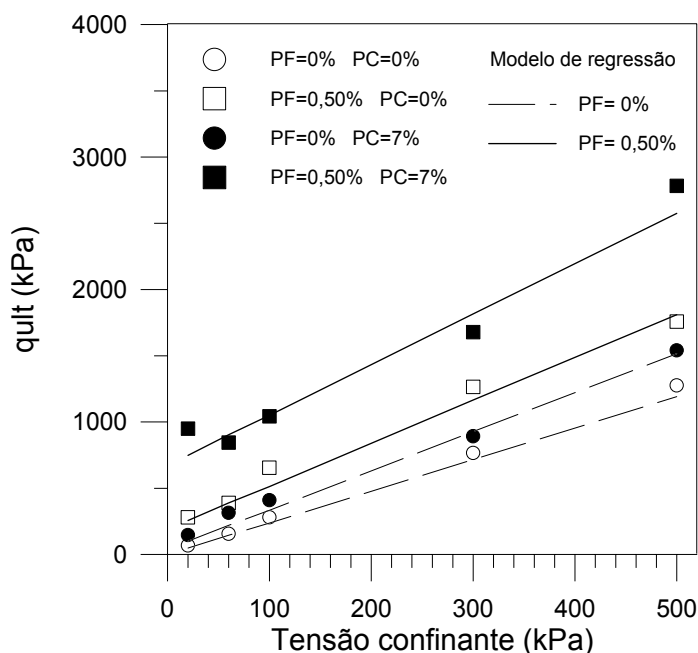


Figura 5.48 – Influência de tensão de confinamento (TC) sobre q_{ult}

Observa-se que os valores de q_{rup} e de q_{ult} para o material não cimentado, com e sem reforço, apresentados na Tabela 5.10 são os mesmos. Obviamente, os resultados experimentais apresentados nas Figuras 5.47 e 5.48, para o material não cimentado, também são os mesmos. Porém, os modelos apresentados nas figuras são diferentes. O modelo de q_{ult} mostra que há uma interação entre PF e TC, enquanto que no modelo de q_{rup} não ocorre esta interação. Isto pode estar ocorrendo devido a uma influência dos resultados experimentais de q_{rup} do material cimentado sobre o material não cimentado (Figura 5.47). Certamente uma análise de variância somente dos resultados experimentais referentes ao material não cimentado apareceria a interação PF.TC na equação de q_{rup} . Então, pode-se dizer que, para o material não cimentado, há um ganho de resistência com a adição de fibras, tanto de pico como última, com o aumento da tensão de confinamento em relação ao material sem reforço. Observa-se também que há um ganho de

resistência última com o aumento da tensão de confinamento para a matriz cimentada reforçada em relação à não reforçada com fibras.

c) *Módulo secante inicial (E_s)*

Em relação ao módulo secante a uma deformação de 0,01%, dois modelos foram obtidos, um para o material cimentado e outro para o material não cimentado.

Considerando o material não cimentado, foi obtido o seguinte modelo:

$$E_{s(0,01\%)} [\text{MPa}] = 247 - 151 \cdot PF + 161 \cdot TC - 153 \cdot PF \cdot TC \quad [5.25]$$

que possui um nível de confiança de 95%, um $R^2_{\text{ajustado}} = 0,809$ e um erro padrão (\mathcal{E}_p) de 98,55 MPa.

Para o material cimentado, o modelo obtido foi:

$$E_{s(0,01\%)} [\text{MPa}] = 3196 - 1583 \cdot PF + 713 \cdot TC - 651 \cdot PF \cdot TC \quad [5.26]$$

o qual possui um nível de confiança de 95%, um $R^2_{\text{ajustado}} = 0,873$ e um erro padrão (\mathcal{E}_p) de 622,94 MPa.

Na Figura 5.49 são apresentados os valores experimentais de $E_{s(0,01\%)}$ juntamente com os modelos obtidos.

A inclusão da fibra reduz o efeito da tensão confinante sobre $E_{s(0,01\%)}$. O acréscimo do módulo com o aumento da tensão de confinamento é muito maior no material sem reforço do que no material reforçado. Nas Equações 5.25 e 5.26 pode-se notar que os coeficientes de regressão de PF e de PF.TC possuem sinal negativo, indicando que a inclusão da fibra reduz o valor do módulo.

Considerando o módulo secante a uma deformação de 0,1%, dois modelos também foram obtidos, um para o material cimentado e outro para o material sem cimentação.

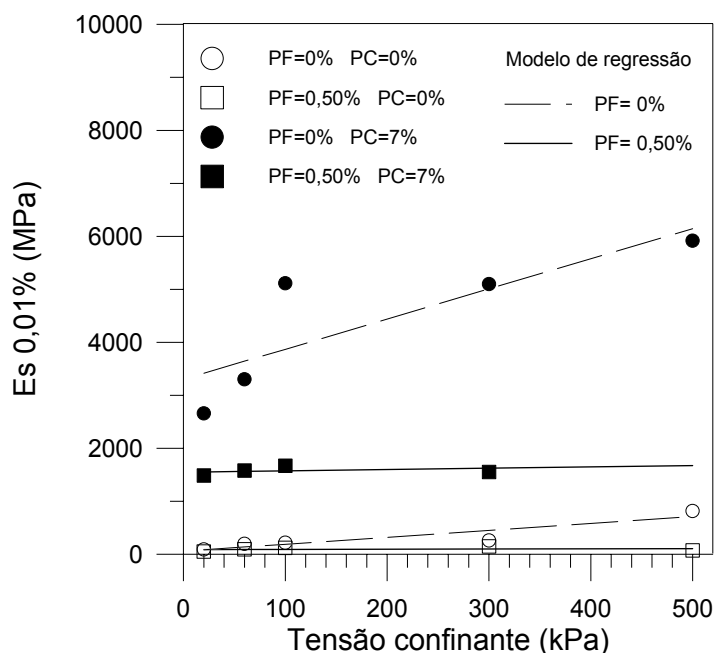


Figura 5.49 – Influência da tensão de confinamento (TC) sobre $E_{s(0,01\%)}$

Em relação ao material não cimentado, a análise de regressão indicou o seguinte modelo:

$$E_{s(0,1\%)} [\text{MPa}] = 141 - 44 \cdot PF + 84 \cdot TC - 51 \cdot PF \cdot TC \quad [5.27]$$

com um nível de confiança de 95%, $R^2_{\text{ajustado}} = 0,923$ e um erro padrão (ε_p) de 24,76 MPa.

O modelo obtido para o material cimentado através da análise de regressão foi o seguinte:

$$E_{s(0,1\%)} [\text{MPa}] = 1013 - 430 \cdot PF + 364 \cdot TC - 206 \cdot PF \cdot TC \quad [5.28]$$

o qual possui um nível de confiança de 95%, $R^2_{\text{ajustado}} = 0,994$ e um erro padrão (ε_p) de 41,13 MPa.

Na Figura 5.50 pode-se observar o efeito da tensão de confinamento sobre $E_{s(0,1\%)}$. As mesmas considerações feitas para $E_{s(0,01\%)}$ são válidas para $E_{s(0,1\%)}$.

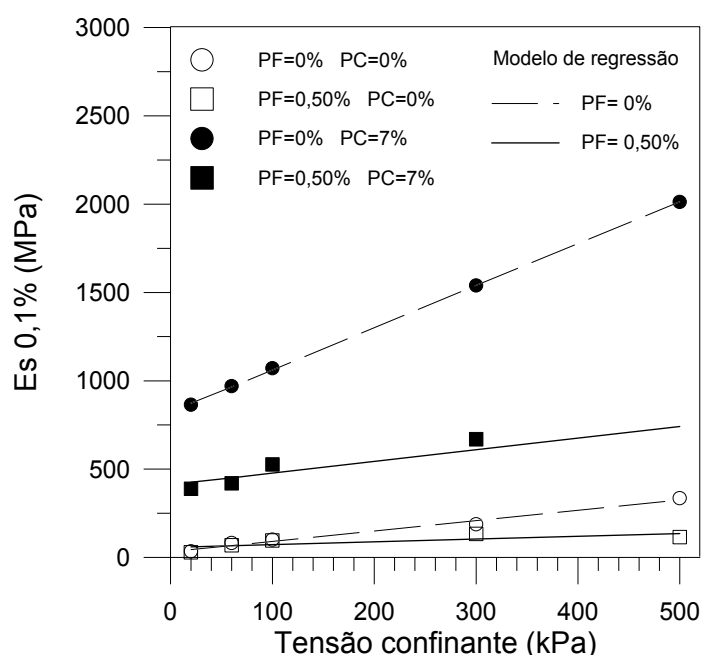


Figura 5.50 – Influência da tensão de confinamento (TC) sobre $E_{s(0,1\%)}$

d) Índice de Fragilidade (I_f)

Para modelar de uma forma razoável o comportamento dos materiais em relação ao índice de fragilidade, foi necessário a utilização de dois modelos, um modelo de regressão específico para o material cimentado e outro para o material sem cimentação.

Para o material não cimentado, foi obtido o modelo indicado abaixo. O nível de confiança do modelo é de 95%, possui um $R^2_{\text{ajustado}} = 0,768$ e $\varepsilon_p = 0,01$.

$$I_f = 0,033 - 0,033 \cdot PF - 0,034 \cdot TC + 0,034 \cdot PF \cdot TC \quad [5.29]$$

A análise de regressão múltipla dos dados experimentais do material cimentado indicou o seguinte modelo:

$$I_f = 1,36 - 1,03 \cdot PF - 0,99 \cdot TC + 0,92 \cdot PF \cdot TC \quad [5.30]$$

este modelo possui um nível de confiança de 95% e responde por 74,09% da variabilidade de I_f . O erro padrão da estimativa (\mathcal{E}_p) é de 0,96.

É possível observar o efeito da tensão de confinamento sobre I_f na Figura 5.51.

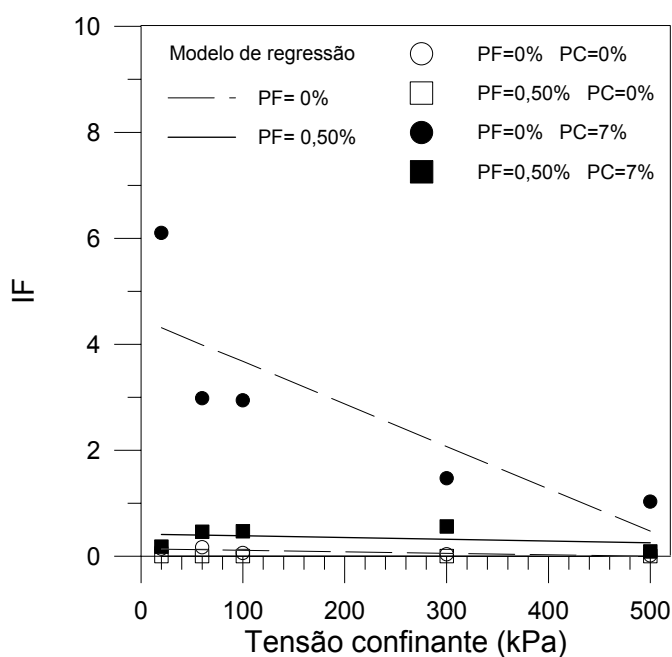


Figura 5.51 – Influência da tensão de confinamento (TC) sobre I_f

O efeito da tensão confinante sobre o índice de fragilidade é maior para o material sem reforço de fibras, sendo ainda mais forte para o material cimentado. Observando os modelos, pode-se afirmar que PF assume a função de reduzir I_f deixando pouco ou nenhum efeito de TC sobre o índice de fragilidade.

e) Capacidade de absorção de energia de deformação (E_{def})

A Figura 5.52 mostra a influência da tensão confinante sobre a capacidade de absorção de energia de deformação (E_{def}). O modelo utilizado para a construção da figura está abaixo indicado.

$$E_{def} \text{ [kJ/m}^3\text{]} = 114 + 34 \cdot PC + 23 \cdot PF + 72 \cdot TC + 12 \cdot PC \cdot PF + 12 \cdot PC \cdot TC \quad [5.31]$$

Este modelo possui um nível de confiança de 95% e responde por 99,06% da variabilidade de E_{def} . O erro padrão da estimativa (ε_p) é de 6,75.

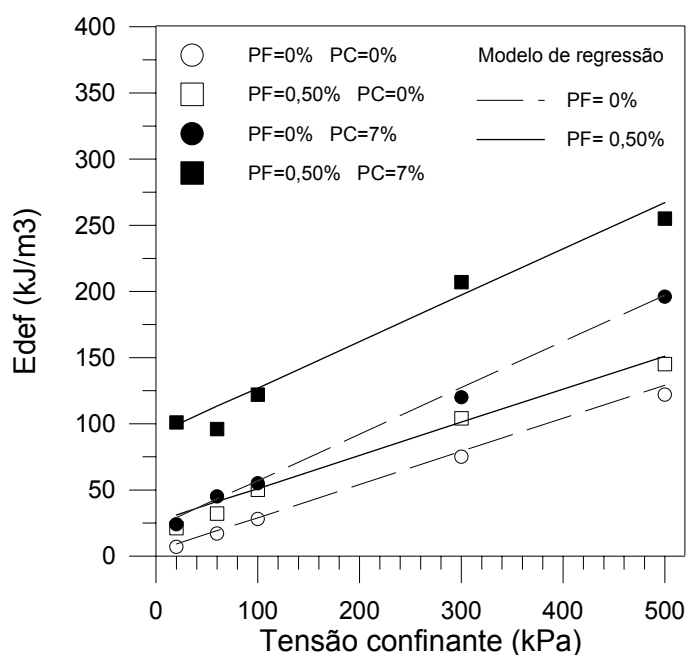


Figura 5.52 – Influência da tensão de confinamento (TC) sobre E_{def}

Nada mais do que coerente que a capacidade de absorção de energia de deformação aumente com o acréscimo da tensão confinante, já que é uma consequência do aumento de q_{rup} e de q_{ult} . Além do efeito principal de TC há um efeito de interação entre TC e PC, o que reforça ainda mais o efeito de TC. Aqui

neste caso, PC aparece como o segundo fator mais importante, diferentemente do que ocorria nos outros casos onde PC aparecia como sendo sempre o fator mais importante.

CAPITULO 6

ENSAIOS DE PLACA

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os resultados experimentais dos ensaios de placa são inicialmente apresentados na forma de gráficos carga x recalque e tempo x recalque. Resultados de deslocamento da camada tratada obtidos através de medições realizadas na superfície da camada a uma distância de 5 cm da borda da placa são também apresentados. Os resultados permitem uma avaliação do comportamento pós-pico dos materiais através de medições experimentais de carga e recalques realizadas após a ruptura. Os resultados dos ensaios de placa são também apresentados na forma adimensional com o objetivo de eliminar a influência do tamanho da fundação superficial.

6.2 RESULTADOS E INTERPRETAÇÃO

Nas Figuras 6.1 a 6.8 são plotados os resultados dos ensaios de placa de 0,30 m e 0,60 m de diâmetro correspondentes aos ensaios realizados em camadas cimentadas de 0,30m de espessura, com e sem adição de fibras. Nestas figuras estão representadas as curvas carga x recalque e tempo x recalque, além das

curvas carga x recalque obtidas através de medições de deslocamentos sobre a camada tratada juntamente com o deslocamento médio da placa até recalques inferiores a 10 mm. Os ensaios foram realizados em camadas cimentadas com teores de 4% e 7% de cimento reforçadas com fibras de 24 mm de comprimento nos teores de 0%, 0,25% e 0,50%.

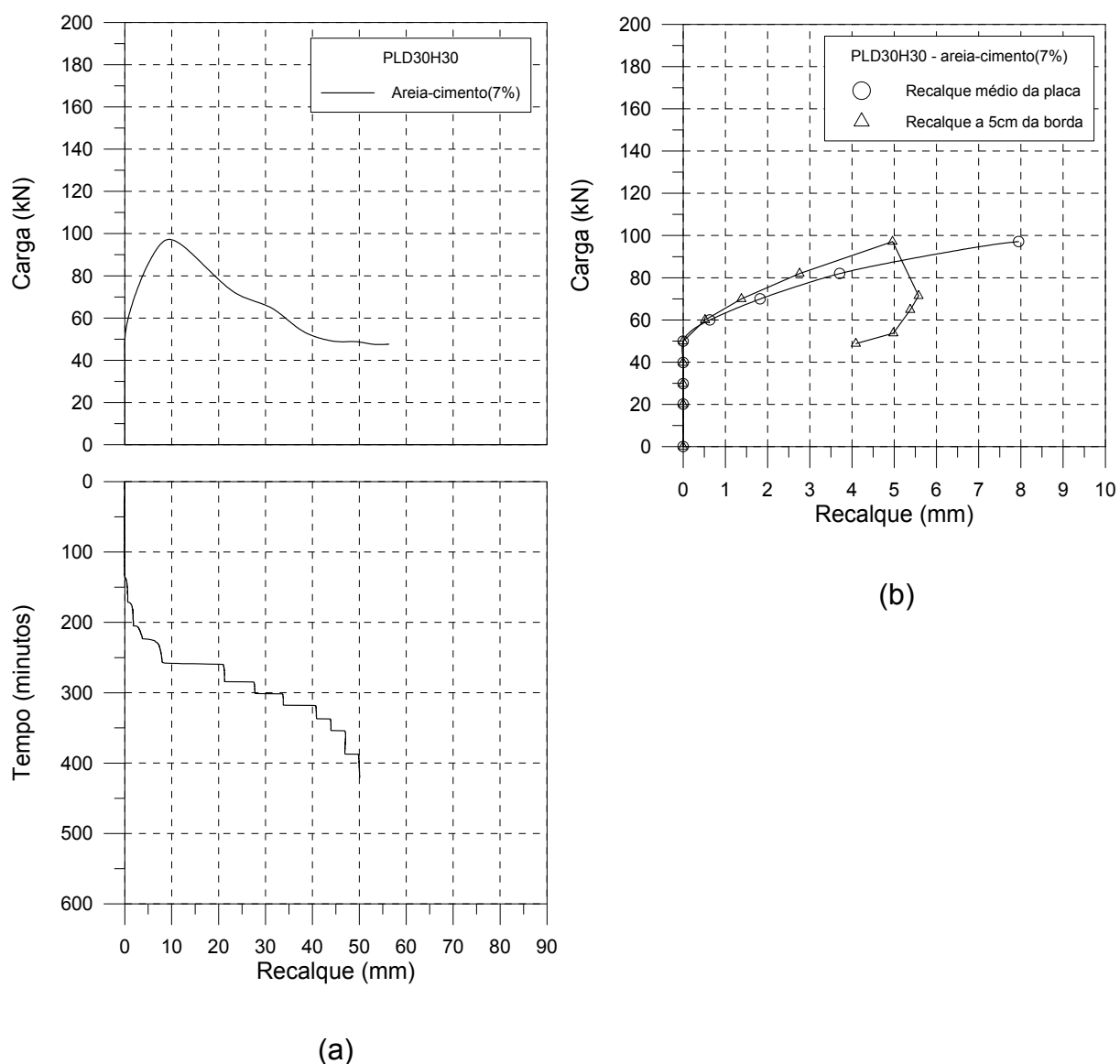


Fig. 6.1 – Resultados de ensaio de placa de 0,30 m de diâmetro em camada cimentada (7% de cimento) de 0,30 m de espessura
 (a) Curvas carga x recalque e tempo x recalque
 (b) Curva carga x recalque medido externamente à placa

A nomenclatura adotada permite identificar as características de cada um dos ensaios realizados. Para os ensaios realizados sobre a camada de solo melhorado utiliza-se a nomenclatura PLDxHy, onde “PL” significa placa, “D” refere-se ao diâmetro da placa e “x” indica o valor do diâmetro em cm, “H” refere-se à espessura da camada melhorada e “y” indica o valor da espessura da camada em cm. Para o solo natural, utiliza-se a mesma nomenclatura, porém, neste caso, a espessura H é igual a zero.

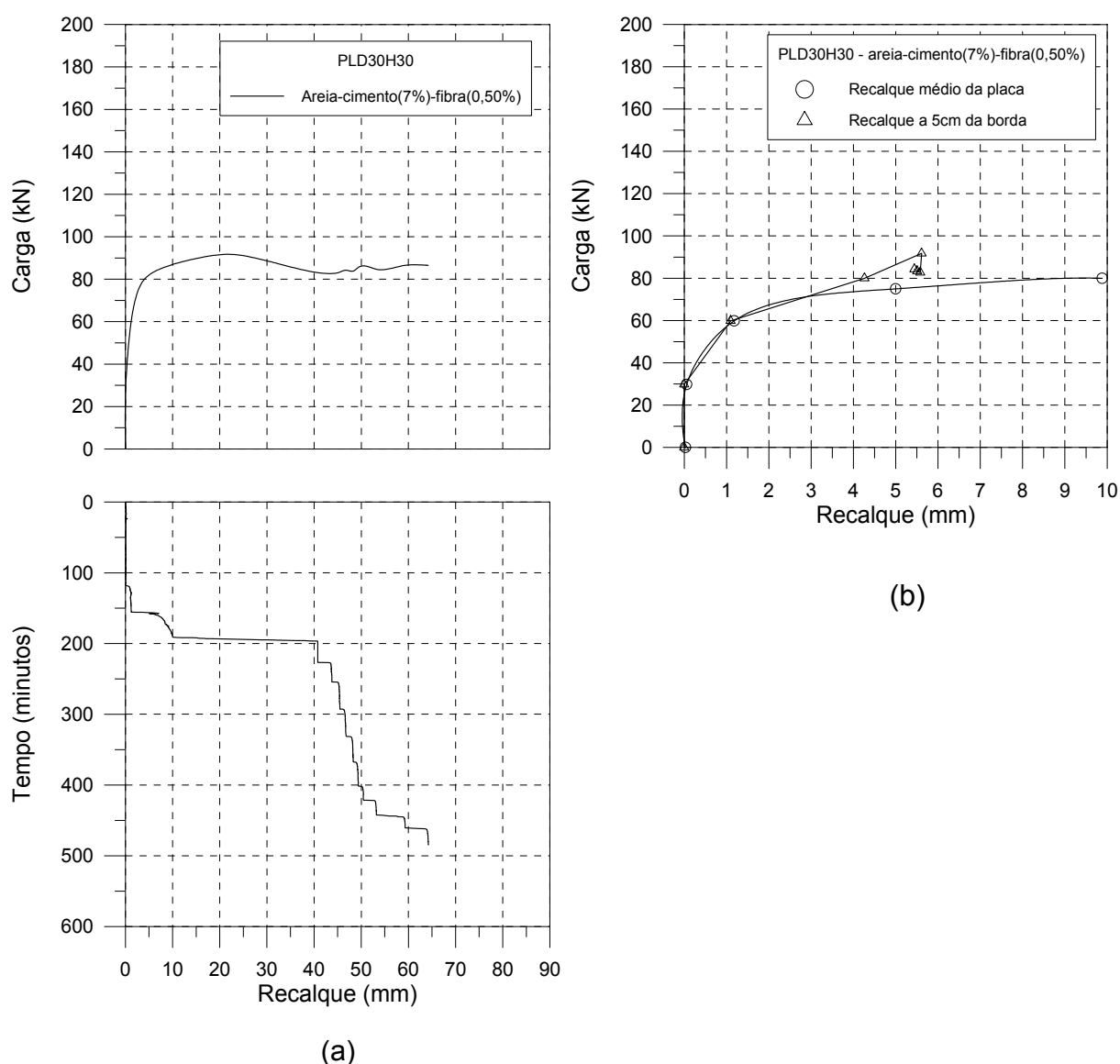


Fig. 6.2 – Resultados de ensaio de placa de 0,30 m de diâmetro em camada cimentada (7% de cimento) reforçada com fibras (0,50%) de 0,30 m de espessura
 (a) Curvas carga x recalque e tempo x recalque
 (b) Curva carga x recalque medido externamente à placa

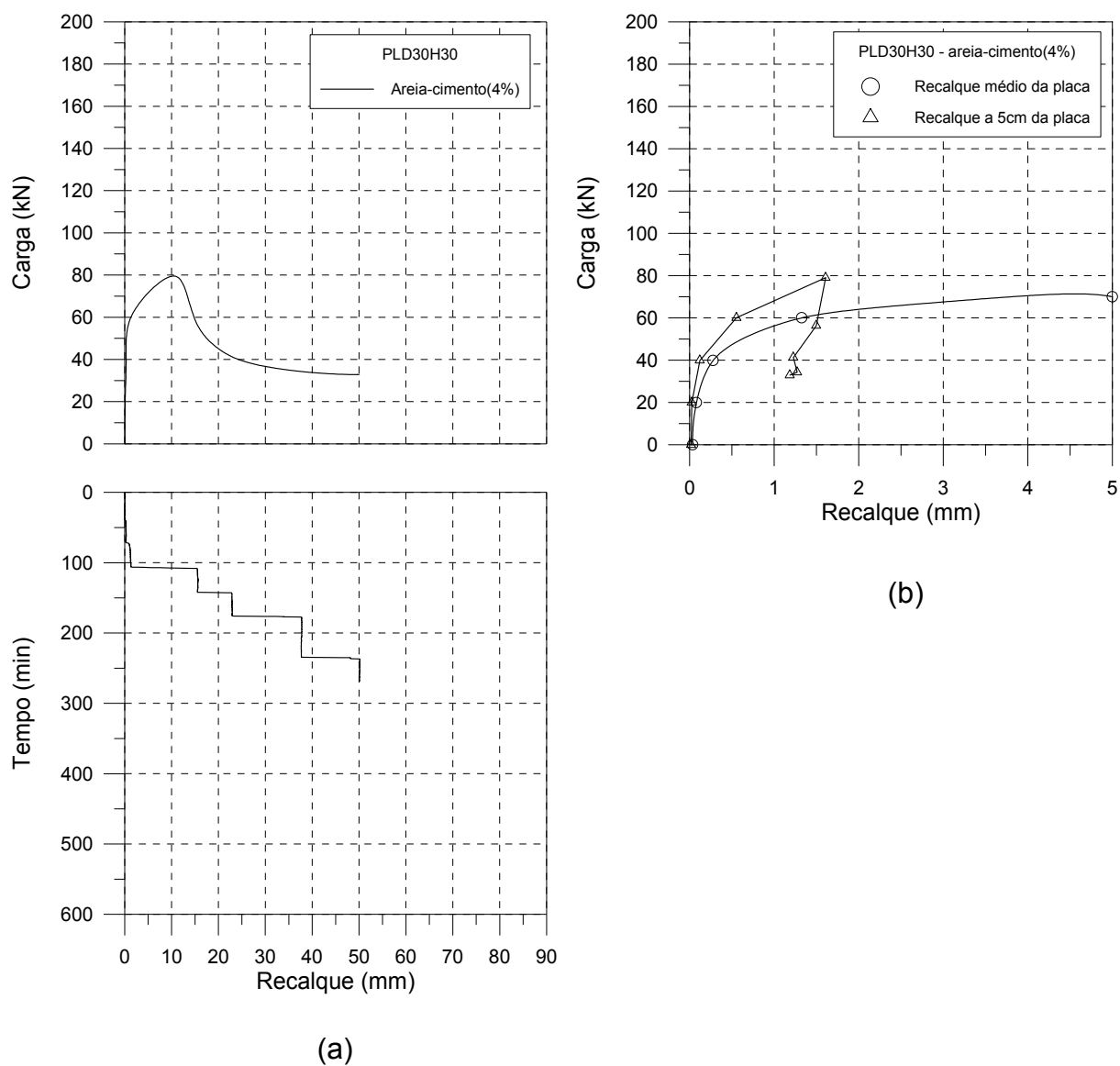


Fig. 6.3 – Resultados de ensaio de placa de 0,30 m de diâmetro em camada cimentada (4% de cimento) de 0,30 m de espessura
 (a) Curvas carga x recalque e tempo x recalque
 (b) Curva carga x recalque medido externamente à placa

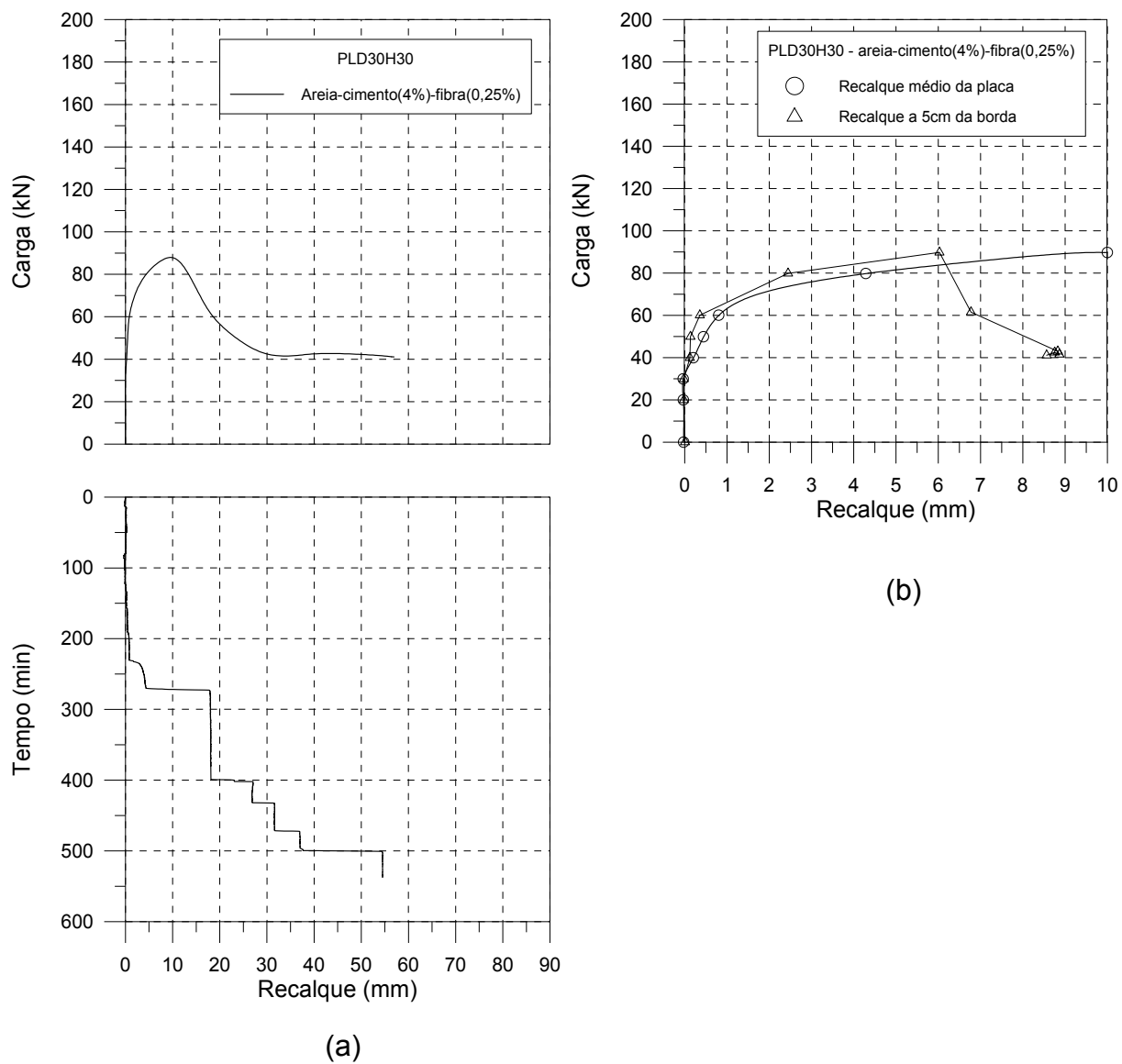


Fig. 6.4 – Resultados de ensaio de placa de 0,30 m de diâmetro em camada cimentada (4% de cimento) reforçada com fibras (0,25%) de 0,30 m de espessura

(a) Curvas carga x recalque e tempo x recalque

(b) Curva carga x recalque medido externamente à placa

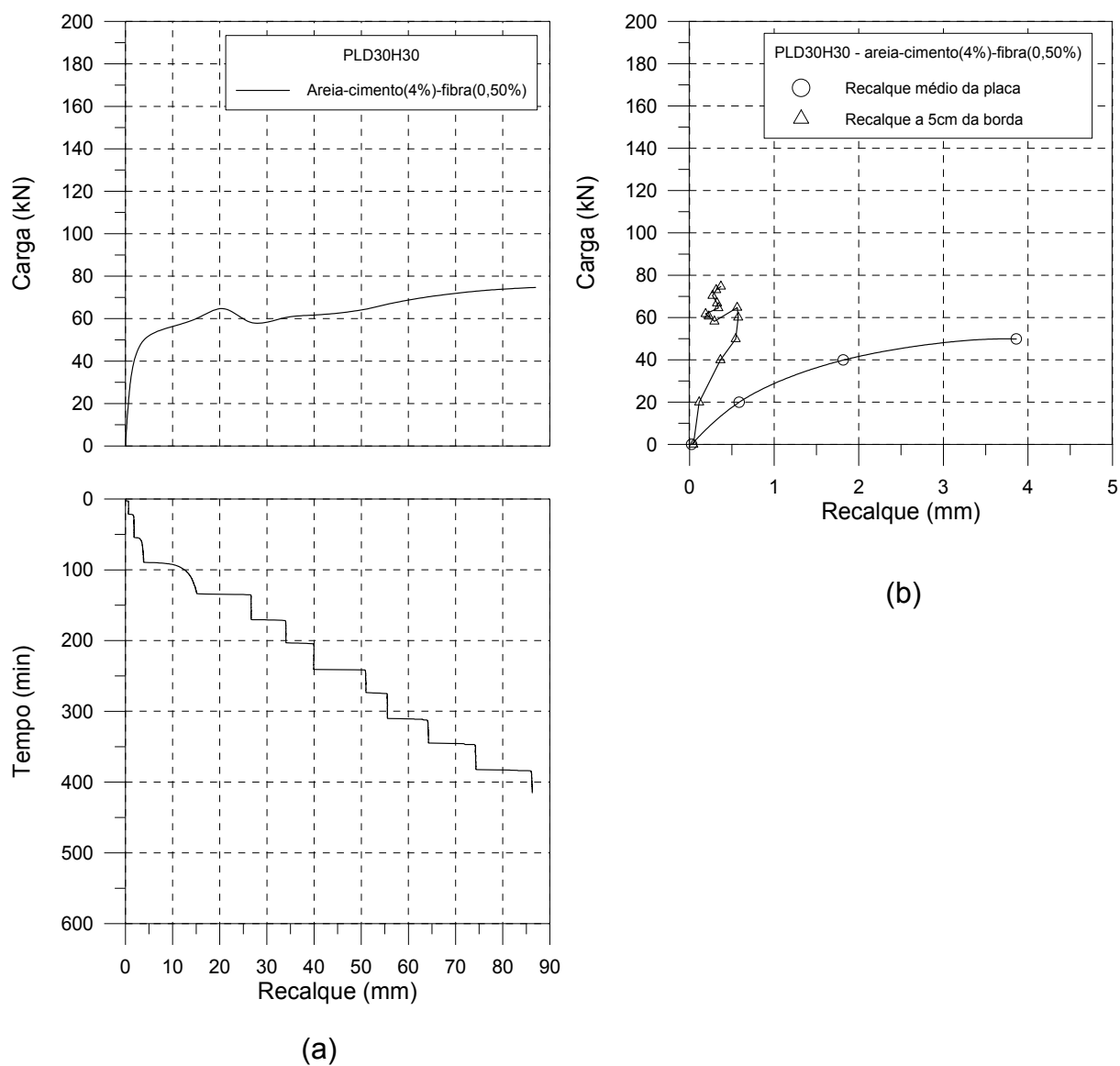


Fig. 6.5 – Resultados de ensaio de placa de 0,30 m de diâmetro em camada cimentada (4% de cimento) reforçada com fibras (0,50%) de 0,30 m de espessura

(a) Curvas carga x recalque e tempo x recalque

(b) Curva carga x recalque medido externamente à placa

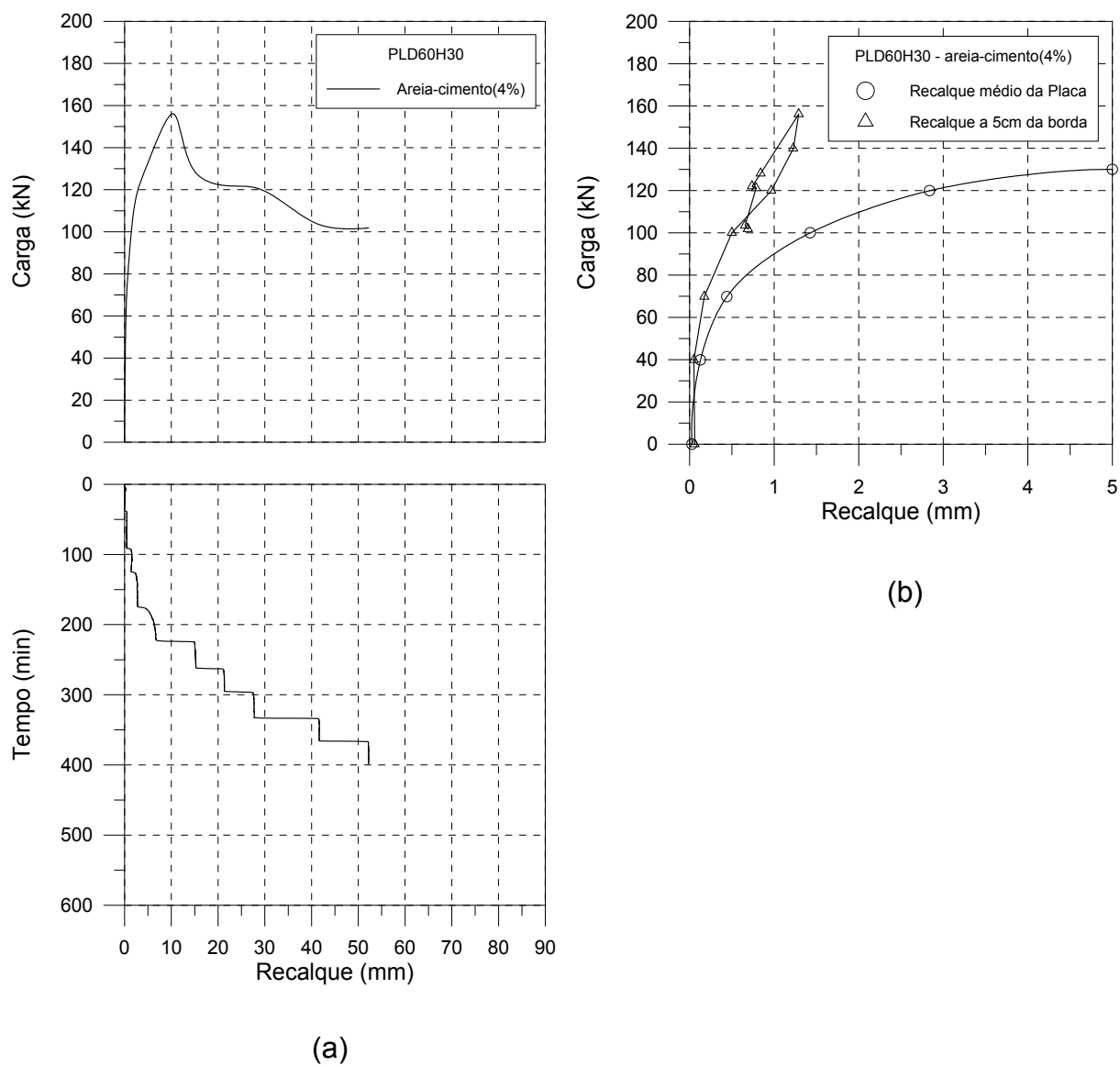


Fig. 6.6 – Resultados de ensaio de placa de 0,60 m de diâmetro em camada cimentada (4% de cimento) de 0,30 m de espessura

(a) Curvas carga x recalque e tempo x recalque

(b) Curva carga x recalque medido externamente à placa

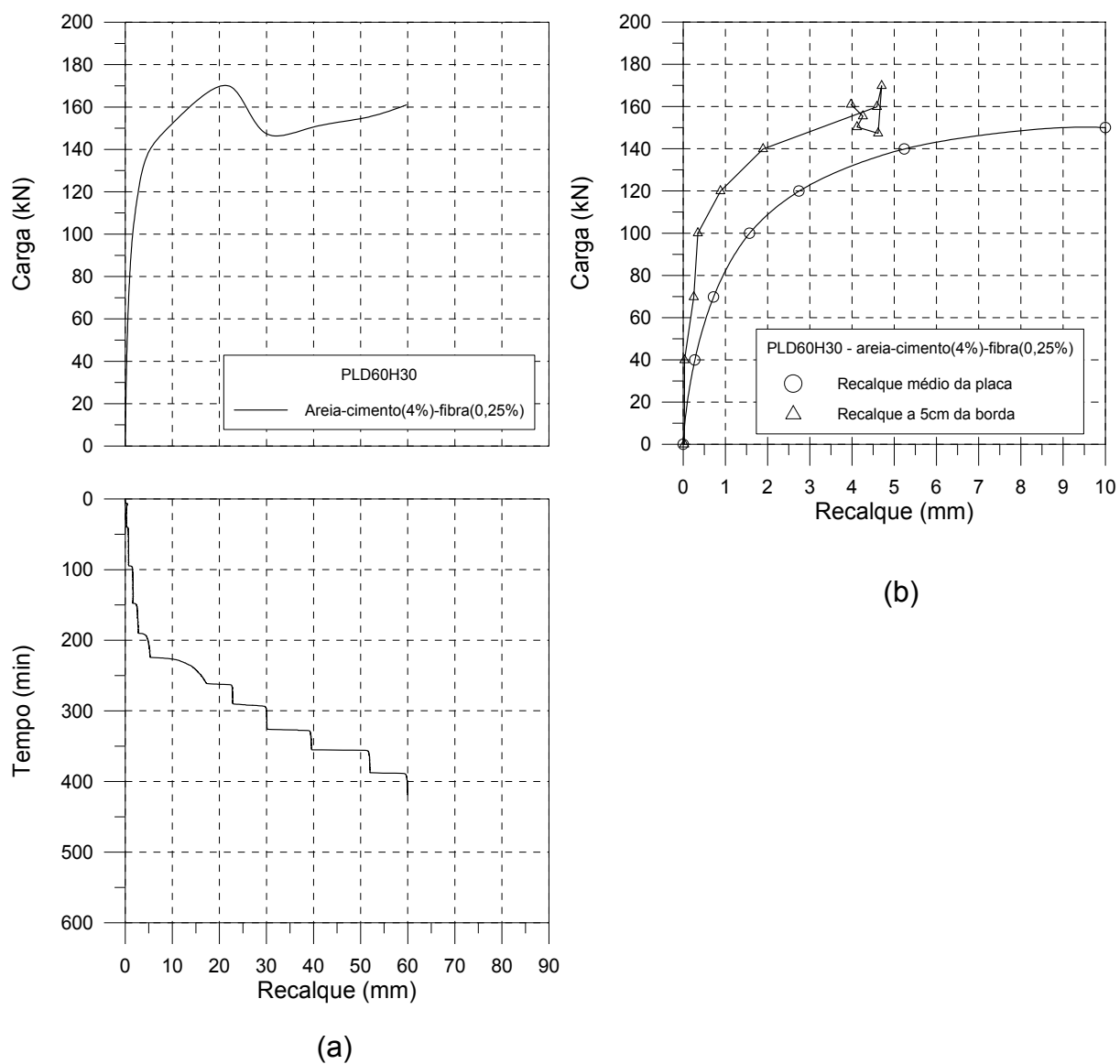


Fig. 6.7 – Resultados de ensaio de placa de 0,60 m de diâmetro em camada cimentada (4% de cimento) reforçada com fibras (0,25%) de 0,30 m de espessura

(a) Curvas carga x recalque e tempo x recalque

(b) Curva carga x recalque medido externamente à placa

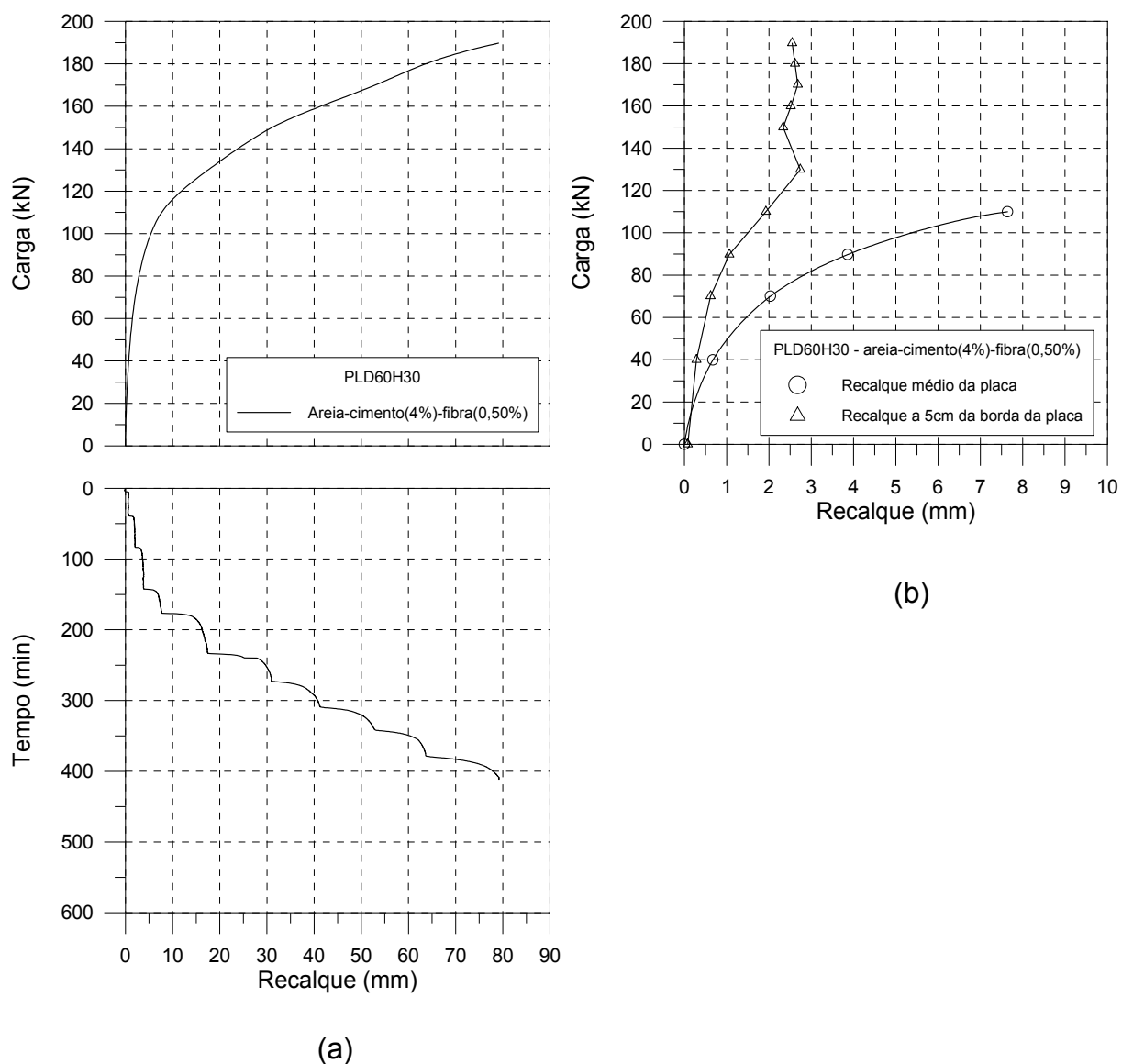


Fig. 6.8 – Resultados de ensaio de placa de 0,60 m de diâmetro em camada cimentada (4% de cimento) reforçada com fibras (0,50%) de 0,30 m de espessura

(a) Curvas carga x recalque e tempo x recalque

(b) Curva carga x recalque medido externamente à placa

Com relação aos resultados dos ensaios de placa apresentados nas Figuras 6.1 a 6.8 pode-se fazer as seguintes observações:

- A carga de ruptura ficou bem definida nos resultados apresentados, com exceção das curvas mostradas nas Figuras 6.5 e 6.8.

- Verificou-se que a estabilização dos deslocamentos ocorre rapidamente, nos primeiros incrementos de carga e mesmo para maiores deslocamentos. Sobre este aspecto, não há diferença significativa no tempo de estabilização dos deslocamentos entre os ensaios realizados no material cimentado com reforço e sem reforço de fibras.
- As camadas reforçadas com fibras apresentaram deslocamentos na mesma direção das cargas, acompanhando o deslocamento da placa, comportamento este verificado através do medidor de deslocamento colocado na superfície da camada melhorada. Entretanto, com relação aos ensaios realizados na camada cimentada sem reforço, verificou-se nitidamente uma reversão dos deslocamentos após a ruptura, caracterizando a ruptura física da camada cimentada (Thomé, 1999). Com a adição de fibras à camada cimentada, de um modo geral, este comportamento não ficou tão evidente, principalmente nos ensaios realizados em camadas cimentadas reforçadas com 0,50% de fibras. Isto pode ser explicado pela mudança no mecanismo de ruptura que ocorreu quando foram adicionadas fibras.

Nas Figuras 6.9 a 6.11 são apresentadas as curvas carga x recalque obtidas para placas de 0,30 m e 0,60 m de diâmetro sobre as camadas cimentadas de 0,30 m de espessura (teor de cimento de 4% e 7%) com e sem reforço de fibras (teor de fibras de 0,25% e 0,50% com comprimento de 24 mm). Também são apresentados resultados de ensaios de placa realizados por Cudmani (1994) no solo residual que se encontra na base das camadas tratadas. A carga e o recalque de ruptura obtidos nos ensaios de placa são apresentados na Tabela 6.1. Nas curvas carga x recalque onde não foi possível determinar diretamente do gráfico a carga de pico, a carga correspondente a um recalque dado pela relação $D/30$ foi considerada como carga de ruptura, sendo “D” o valor do diâmetro da placa. Este critério é uma adaptação do critério utilizado para definição da carga de ruptura em provas de carga em estacas (NBR 6122/96).

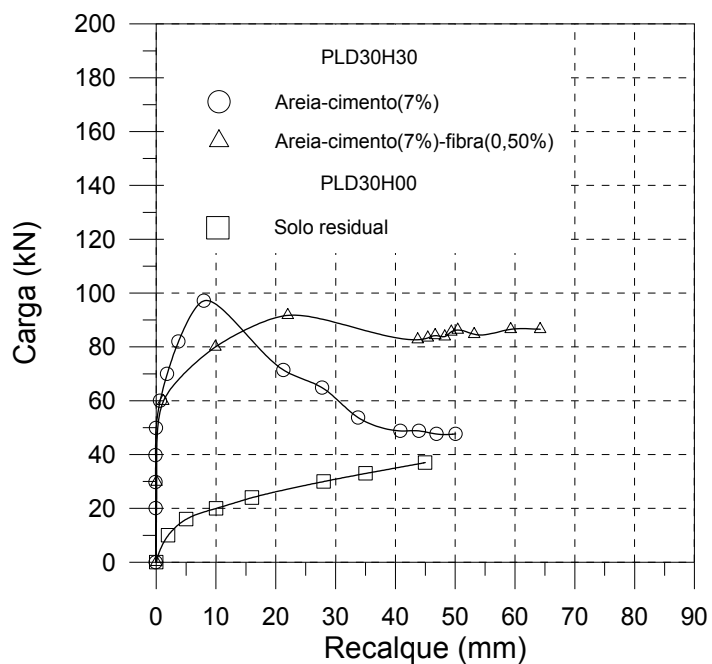


Fig. 6.9 – Resultados de ensaios de placa de 0,30 m de diâmetro em camada cimentada (7%) com e sem reforço

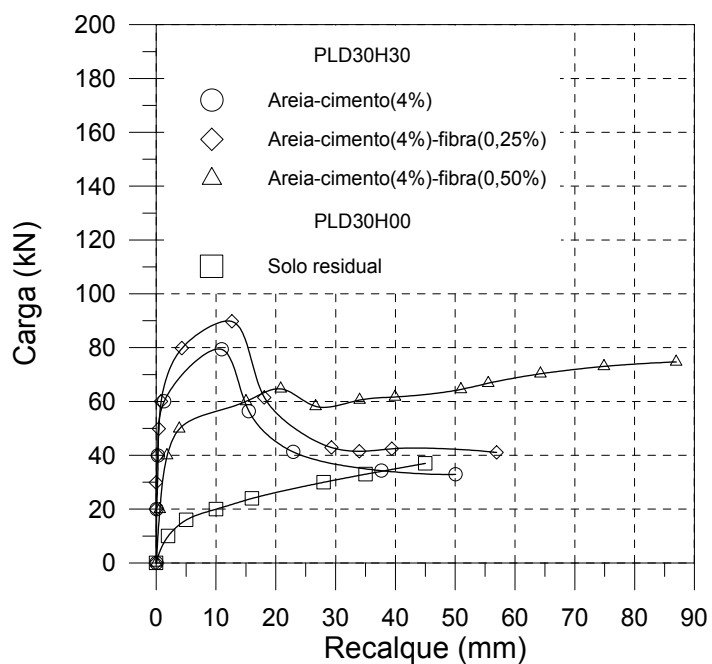


Fig. 6.10 – Resultados de ensaios de placa de 0,30 m de diâmetro em camada cimentada (4%) com e sem reforço

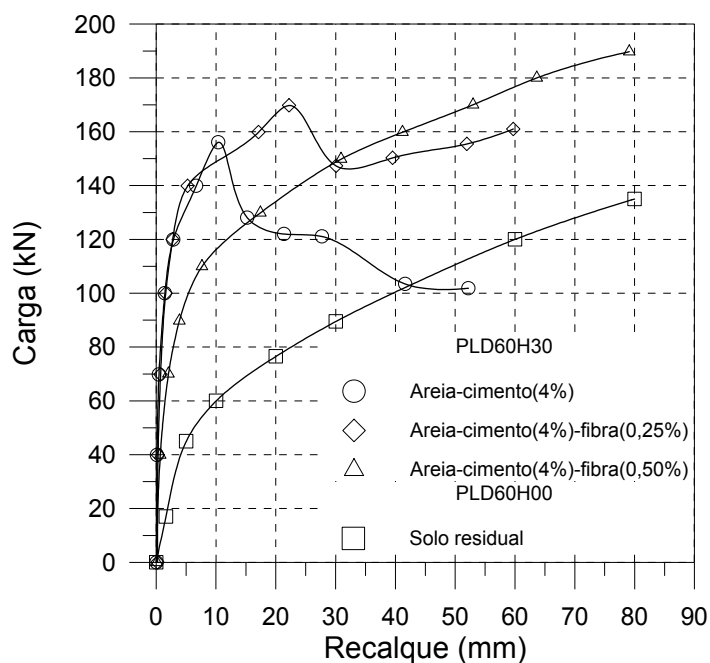


Fig. 6.11 – Resultados de ensaios de placa de 0,60 m de diâmetro em camada cimentada (4%) com e sem reforço

Tabela 6.1 – Valores de carga e de recalque na ruptura dos ensaios de placa

Ensaio	Q_{rup} (kN)	ρ_{rup} (mm)	Critério
PLTD30H30 PC=7; PF=0	98	8	pico (*)
PLTD30H30 PC=7; PF=0,50	92	22	pico (*)
PLTD30H30 PC=4; PF=0	79	11	pico (*)
PLTD30H30 PC=4; PF=0,25	90	13	pico (*)
PLTD30H30 PC=4; PF=0,50	56	10	D/30
PLTD60H30 PC=4; PF=0	156	10,5	pico (*)
PLTD60H30 PC=4; PF=0,25	170	22,5	pico (*)
PLTD60H30 PC=4; PF=0,50	134	20	D/30

(*) Redução de carga pós-pico

O benefício do uso de uma camada superficial cimentada sobre o solo residual de baixa capacidade de suporte é claramente observado nos resultados dos ensaios de placa, onde há um aumento da capacidade de suporte e da rigidez do material com a cimentação, corroborando resultados obtidos em trabalhos anteriormente realizados, podendo-se citar Vendruscolo (1996), Sales (1998), Tessari (1998) e Thomé (1999).

Observando-se a Figura 6.9 e considerando-se um recalque de aproximadamente 8 mm, a carga obtida no ensaio de placa de 0,30 m de diâmetro sobre a camada cimentada é em torno de 5 vezes a do solo residual. Por outro lado, a recalques maiores, observa-se uma redução da capacidade de suporte do solo cimentado alcançando valores próximos ao do solo residual. Tal comportamento pode ser explicado pelo mecanismo de ruptura representado na Figura 6.12 (a) e observado em campo através de escavação executada abaixo da placa, após o ensaio [Figura 6.13 (a)]. As tensões de tração geradas durante o carregamento resultam na formação de trincas que são visivelmente observadas, partindo da base e atingindo o topo da camada cimentada. Nota-se ainda a formação de duas trincas, quase verticais, de grandes proporções, abaixo da borda da placa. Conseqüentemente, a transferência de carga da interface da camada cimentada para o solo residual fica restrita a área de projeção da placa, acarretando assim, após grandes deslocamentos, na mesma transferência de carga da placa para o solo residual, conforme pode ser observado na Figura 6.9.

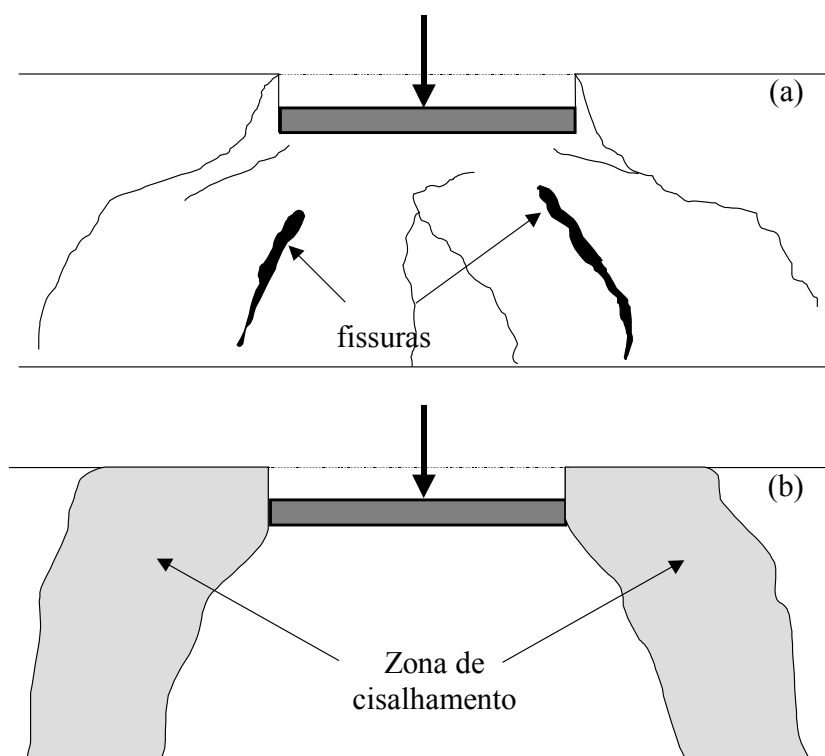
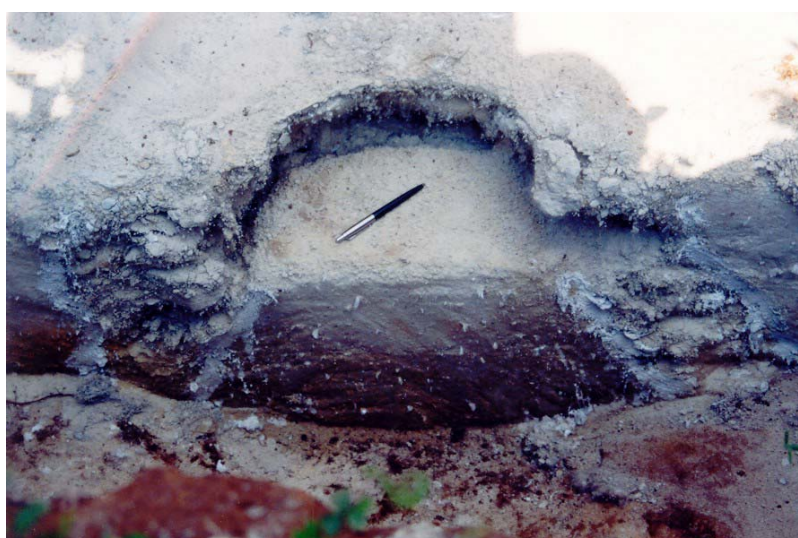


Fig. 6.12 - Modo de ruptura da (a) camada cimentada e da (b) camada cimentada reforçada com fibras

O mecanismo de ruptura de camadas cimentadas sobre solo de baixa resistência, segundo observações de Thomé (1999), depende da relação H/D (relação entre a espessura da camada e o diâmetro da placa). A superfície de ruptura na camada cimentada é vertical para relação H/D igual a 0,5 (Figura 6.14) e levemente inclinada para relação H/D igual a 1,0 (Figura 6.15). Mas em ambos os casos, há uma distribuição do carregamento pelo surgimento de fissuras, as quais, iniciam na borda da placa e formavam um ângulo de aproximadamente 45° com a vertical. Este é o mesmo padrão de ruptura observado nos ensaios de placa sobre as camadas cimentadas sem reforço de fibras [Figuras 6.12 (a) e 6.13 (a)].



(a)



(b)

Fig. 6.13 – (a) Ruptura observada no ensaio de placa de 0,30 m de diâmetro realizado em camada cimentada com 7% de cimento; (b) Ruptura observada no ensaio de placa de 0,30 m de diâmetro realizado em camada cimentada com 7% de cimento e reforçada com 0,50% de fibras de 24 mm de comprimento

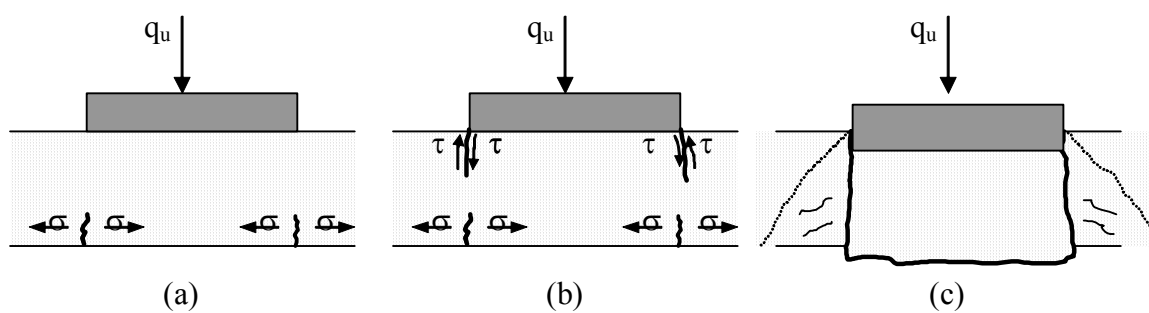


Fig. 6.14 – Mecanismo de ruptura para relações $H/D \leq 0,5$ (Thomé, 1999)

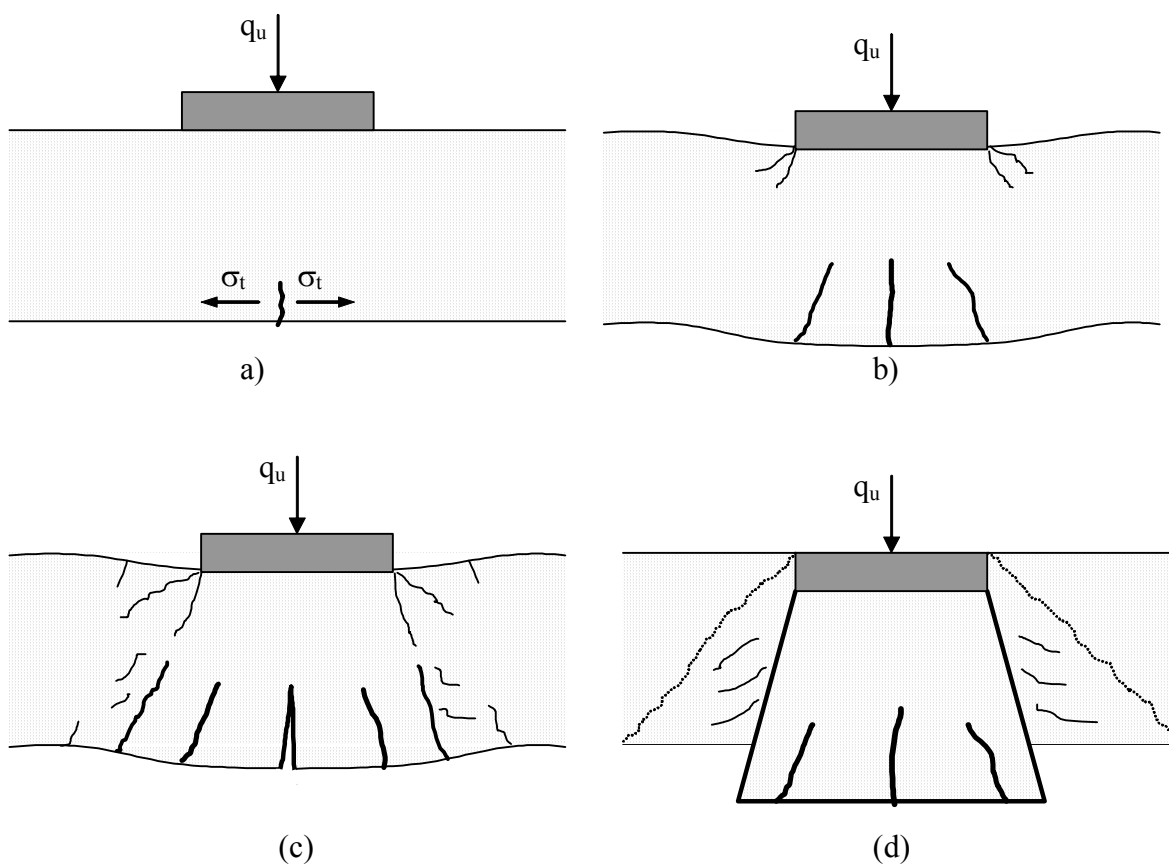


Fig. 6.15 – Mecanismo de ruptura para relações H/D variando de 1,0 até 2,0 (Thomé, 1999)

No caso de relações $H/D \leq 0,5$, as maiores tensões de tração encontram-se abaixo do canto da fundação iniciando, neste ponto, um processo de fissuramento quando a tensão de tração admissível é alcançada [Figura 6.14 (a)]. Este processo, denominado por Thomé (1999) de primeiro mecanismo de ruptura progressiva, inicia na interface da camada cimentada e não cimentada e tem sentido ascendente. Conforme o carregamento vai aumentando, inicia-se um segundo mecanismo de ruptura, o qual é função das tensões cisalhantes. Abaixo do canto da fundação ocorrem as maiores tensões cisalhantes [Figura 6.14 (b)], e ao atingirem o valor de ruptura, inicia-se um processo de fissuramento na borda da placa e têm sentido descendente. Continuando a aplicação do carregamento, as superfícies de ruptura iniciam no topo e na base da camada tratada, vão em direção uma da outra e, quando se encontram, ocorre a ruptura brusca e catastrófica, uma vez que todo o carregamento é transferido para o solo não cimentado de baixa resistência [Figura 6.14 (c)]. Para relações H/D variando de 1,0 até 2,0, as tensões de tração de maior intensidade estão sob o centro da fundação, de acordo com os resultados de simulações numéricas realizadas por Thomé (1999), portanto, é neste ponto que se inicia o processo de fissuramento [Figura 6.15 (a)]. À medida que o carregamento é aplicado, novas fissuras de tração ocorrem na base da camada, e também, iniciam-se as fissuras de cisalhamento junto à borda da fundação [Figura 6.15 (b)]. Quando ocorre o encontro destas fissuras, provenientes dos dois distintos mecanismos, ocorre a ruptura brusca e catastrófica do material cimentado [Figura 6.15 (d)].

Para a placa assente sobre a camada de solo-cimento-fibra, a capacidade de suporte é semelhante ao valor obtido para a camada de solo-cimento, porém, é atingida a um deslocamento maior, aproximadamente o dobro do valor obtido para a camada cimentada (Tabela 6.1). O mecanismo de ruptura observado em campo, após uma escavação realizada abaixo da placa, é representado na Figura 6.12 (b). Neste caso, as fibras parecem inibir a propagação de fissuras e distribuir as tensões numa área maior, conduzindo à formação, na ruptura, de uma zona de cisalhamento ao redor da borda da placa [Figura 6.13 (b)]. As tensões são transferidas numa área maior na interface entre a camada cimentada reforçada com fibras e o solo residual. Por isso, a curva carga x recalque da placa de 0,30 m de diâmetro em solo cimentado reforçado com fibras se aproxima, a maiores recalques, da curva carga x

recalque obtida em um ensaio de placa em solo residual de 0,45 m de diâmetro (Figura 6.16). Como resultado disto, a capacidade de suporte pós-ruptura é melhorada quando comparada aos valores obtidos para as placas assentes sobre a camada cimentada e sobre o solo residual.

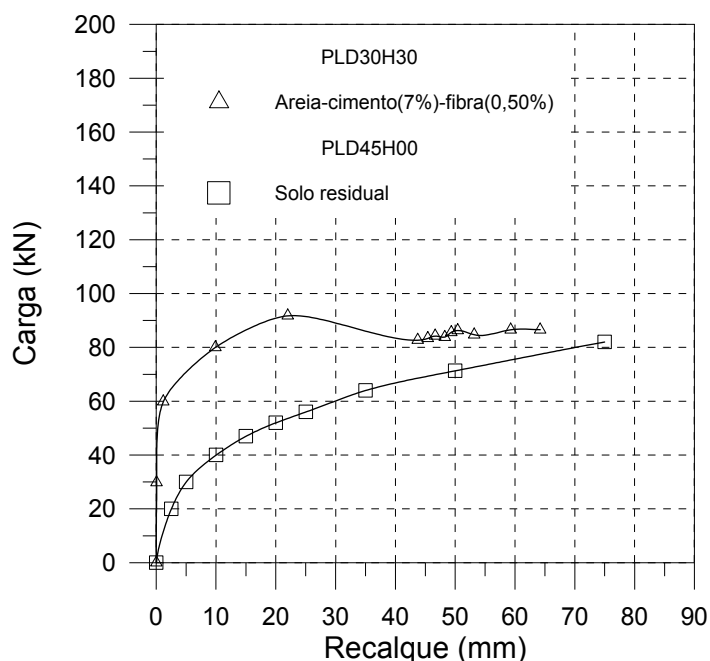


Fig. 6.16 – Ensaio de placa em camada tratada com 7% de cimento reforçada com fibras e em solo residual

Quando se reduz o teor de cimento da camada compactada de 7% para 4%, a carga obtida no ensaio de placa de 0,30 m de diâmetro sobre a camada cimentada é de aproximadamente 4 vezes a do solo residual, considerando também um recalque de 8 mm (Figura 6.10). Por outro lado, quando são adicionadas fibras à camada cimentada, num teor de 0,25%, esta relação aumenta, sendo de aproximadamente 4,5 vezes, porém, não há uma melhoria da capacidade de suporte pós-pico do material. Entretanto, aumentando o teor de fibras para 0,50%, há uma perda da capacidade de suporte em relação ao material cimentado sem reforço, então esta relação passa a ser de 3,0 vezes. Esta perda de resistência e rigidez é devido a problemas de mistura em campo no momento da compactação da camada, quando não houve uma boa homogeneização da mistura do cimento com o solo-fibra. Este assunto será novamente abordado no próximo capítulo. Pode-se observar na Figura 6.17 que, a grandes deslocamentos, a curva carga x recalque da placa de

0,30 m de diâmetro em solo cimentado reforçado com fibras se aproxima da curva carga x recalque obtida em um ensaio de placa em solo residual de 0,45 m de diâmetro, semelhante ao que ocorreu com o material tratado com 7% de cimento e reforçado com 0,50% de fibras.

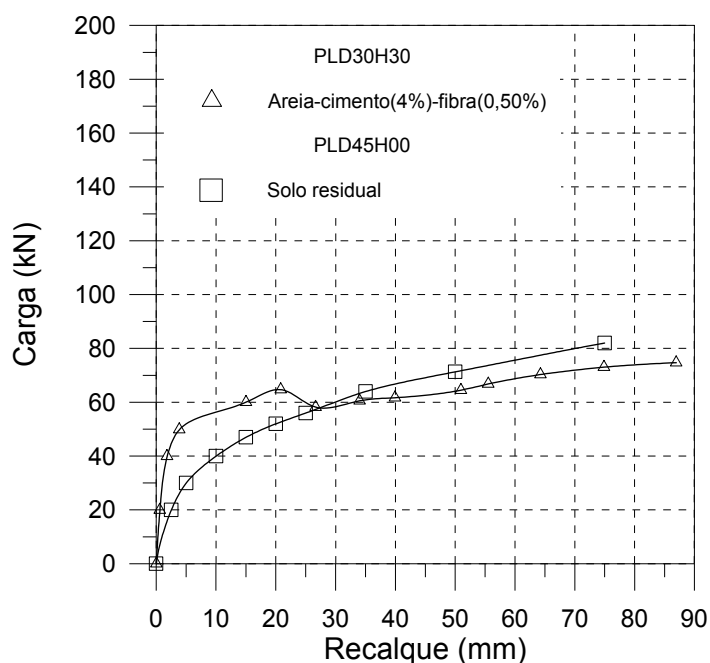


Fig. 6.17 – Ensaio de placa em camada tratada com 4% de cimento reforçada com fibras e em solo residual

Na Figura 6.11 são apresentados os resultados de ensaios de placa de 0,60m de diâmetro assentes sobre camadas cimentadas com 4% de cimento reforçadas com fibras nos teores de 0%, 0,25% e 0,50%. Novamente observa-se o aumento de rigidez e da capacidade de suporte do material com a cimentação. Considerando-se um recalque de 10 mm, a carga obtida no ensaio de placa sobre a camada cimentada é aproximadamente de 2,6 vezes a do solo residual. Entretanto, a maiores recalques, ocorre uma redução brusca da capacidade de carga até atingir valores próximos à do solo residual. Com a adição de 0,25% de fibras à camada cimentada, há um acréscimo de aproximadamente 10% na capacidade de suporte em relação ao material cimentado sem reforço. Entretanto, a carga máxima é atingida a deslocamentos superiores aqueles obtidos para o solo cimentado, porém, sem uma redução significativa da capacidade de suporte pós-pico. Adicionando

0,50% de fibras à camada cimentada, não há uma definição evidente da carga de ruptura quando se observa a curva carga x recalque, ou seja, a capacidade de suporte aumenta gradualmente com o aumento dos recalques. Observa-se que, para um recalque de 10 mm, há um decréscimo da capacidade de suporte em relação ao material cimentado, cerca de 20%. Esta perda de resistência foi devido ao mesmo motivo mencionado anteriormente para o caso da placa de 0,30 m de diâmetro (Figura 6.10). Por outro lado, a relação entre a carga obtida no ensaio de placa assente sobre a camada cimentada reforçada com 0,50% de fibras e a do solo residual é de aproximadamente o dobro, considerando o mesmo recalque de 10 mm.

A apresentação dos resultados dos ensaios de placa na forma adimensional tensão x recalque relativo, onde recalque relativo corresponde à relação entre o recalque e o diâmetro da placa, elimina a influência do diâmetro da placa. A partir dos resultados de ensaios de placa executados em solo residual (Figura 3.4) e plotados nesta forma adimensional por Consoli et al. (1998-b) foi possível realizar a previsão de um ensaio de placa de 0,80 m de diâmetro (Figura 6.18).

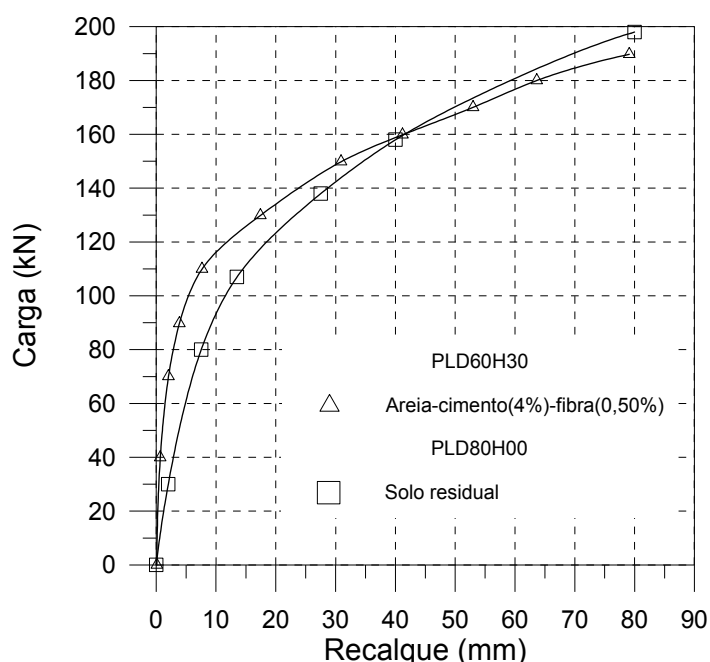


Fig. 6.18 – Ensaio de placa em camada tratada com 4% de cimento reforçada com fibras e resultado de uma previsão de ensaio de placa em solo residual

O propósito desta previsão é fazer a comparação com o resultado de um ensaio de placa de 0,60 m de diâmetro realizado sobre a camada tratada com 4% de cimento e 0,50% de fibras. Portanto, observa-se na Figura 6.18 que a curva carga x recalque correspondente à placa de 0,60 m de diâmetro assente em solo tratado se aproxima da curva carga x recalque correspondente à placa de 0,80 m de diâmetro assente em solo residual. Isto novamente sugere que há uma transferência das tensões numa área maior na interface entre a camada tratada e o solo residual.

O índice de fragilidade (I_f) representa a perda de resistência após o pico (Yoshinaka & Yamabe, 1981). Materiais com índice de fragilidade próximo a zero podem ser denominados como dúcteis, por outro lado, materiais com valores crescentes de I_f indicam materiais cada vez mais frágeis. Como forma de avaliar a fragilidade dos materiais através de ensaios de placa também foi empregado um índice de fragilidade definido como:

$$I_f = \frac{q_{m\acute{a}x}}{q_{ult}} - 1 \quad [6.1]$$

onde $q_{m\acute{a}x}$ é a tensão máxima atingida no ensaio de placa. A tensão última obtida no ensaio de placa é representada por q_{ult} . Observa-se na Tabela 6.2, através do índice de fragilidade, que a inclusão de fibras à matriz cimentada reduz a fragilidade do material tornando-o mais dúctil.

Na tentativa de buscar uma normalização dos resultados dos ensaios de placa, os resultados experimentais são plotados na forma carga/área lateral x recalque relativo (Figura 6.19). Neste caso, área lateral é definida como o produto entre o perímetro da placa e a espessura da camada tratada. Observa-se nesta Figura que há uma razoável coincidência entre as curvas, pelo menos até níveis de carregamento próximos à carga máxima, considerando-se somente os resultados referentes à camada cimentada sem reforço ou somente à camada cimentada reforçada com fibras. Portanto, a influência da relação H/D (espessura da camada

tratada/diâmetro da placa) não é mais observada nos resultados para o mesmo tipo de material, corroborando resultados obtidos por Thomé et al. (2002-b).

Tabela 6.2 – Índice de fragilidade das camadas tratadas

Ensaio	$q_{\text{máx}}$ (kPa)	q_{ult} (kPa)	I_f
PLTD30H30 PC=7 PF=0	1376	670	1,05
PLTD30H30 PC=7 PF=0,50	1300	1230	0,06
PLTD30H30 PC=4 PF=0	1123	480	1,34
PLTD30H30 PC=4 PF=0,25	1270	590	1,15
PLTD30H30 PC=4 PF=0,50	970	970	0,00
PLTD60H30 PC=4 PF=0	552	360	0,53
PLTD60H30 PC=4 PF=0,25	601	570	0,05
PLTD60H30 PC=4 PF=0,50	625	625	0,00

Nota: PC(%); PF(%)

Na Figura 6.20, os resultados são plotados na forma carga/carga máxima ($Q/Q_{\text{máx}}$) x recalque relativo. Nesta figura são apresentados os resultados de ensaios de placa executados em camada cimentada nos teores de 4% e 7% de cimento. Pode-se notar que há uma boa coincidência das curvas experimentais até a carga de ruptura. Esta normalização parece fornecer uma boa aproximação dos resultados independentemente do tipo de material, eliminando a influência de H/D.

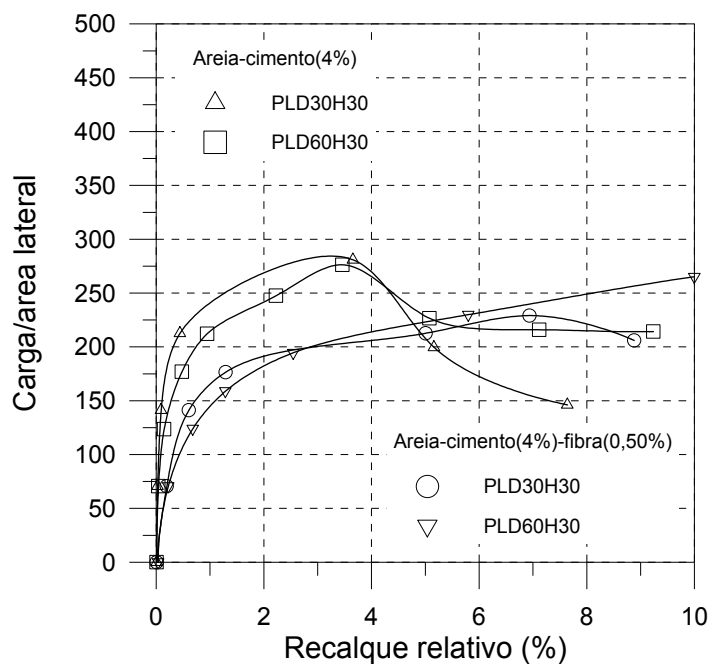


Fig. 6.19 – Resultados de ensaios de placa de 0,30 m e 0,60 m de diâmetro em camada cimentada com 4% de cimento com e sem reforço de fibras

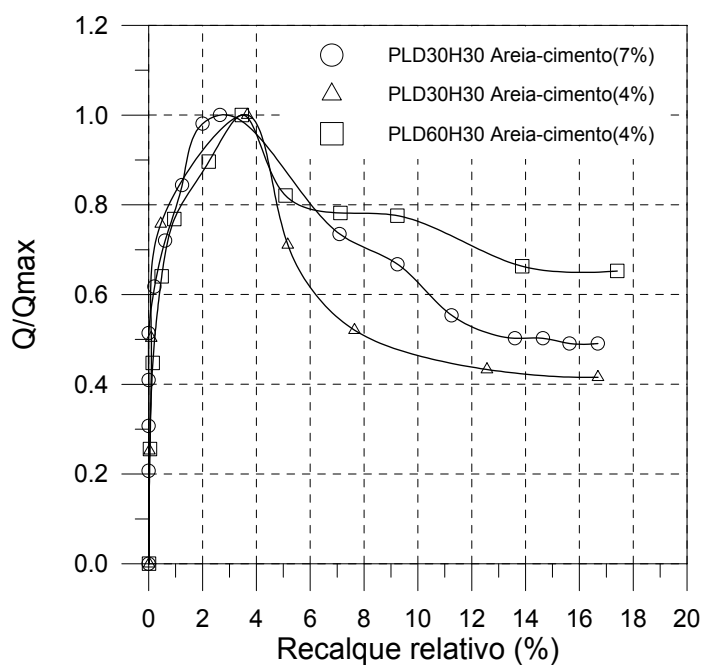


Fig. 6.20 – Resultados de ensaios de placa de 0,30 m e 0,60 m de diâmetro em camadas cimentadas com 4% e 7% de cimento

CAPITULO 7

CAPACIDADE DE CARGA

7.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo procura-se avaliar a aplicabilidade de alguns métodos de previsão da capacidade de carga em fundações superficiais assentes em solos estratificados. Na literatura são descritos diversos métodos de previsão de capacidade de carga aplicáveis a solos estratificados. Estes métodos contemplam condições de dupla camada na qual a camada superior possui parâmetros de resistência e rigidez maiores que a camada subjacente ou, ao contrário, a camada superior possui características de resistência e deformabilidade inferiores à camada subjacente. A maioria dos métodos é aplicável para casos onde há dupla camada de areia e argila (Tcheng, 1957; Meyerhof, 1974; Michalowsky & Shi, 1995; Frydman & Burd, 1997), e outros, são aplicáveis a solos coesivo-friccionais (Vésic, 1975; Meyerhof & Hanna, 1978; Thomé, 1999). Os métodos propostos por Vesic (1975) e Meyerhof & Hanna (1978) foram aplicados por Sales (1998) para a previsão da carga de ruptura de ensaios de placa em solos cimentados. Segundo o autor, o método de Meyerhof & Hanna (1978) foi o que melhor apresentou aproximação com os resultados experimentais. O método semi-empírico desenvolvido por Thomé (1999) foi aplicado pelo autor para casos de dupla camada, sendo a superior cimentada. Os resultados obtidos mostraram uma razoável concordância entre os valores experimentais e os valores previstos pelo método. Portanto, neste trabalho

são utilizados os métodos de Vesic (1975), de Meyerhof & Hanna (1978) e de Thomé (1999) para a previsão da carga de ruptura dos ensaios de placa realizados em dupla camada.

7.2 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

Os parâmetros de resistência adotados na aplicação dos métodos teóricos para a previsão da capacidade de suporte foram obtidos através de ensaios triaxiais. Com relação ao solo residual, foram utilizados os parâmetros de resistência obtidos por Rohlfs Junior (1996). Os resultados destes ensaios triaxiais foram apresentados no capítulo 3. Os parâmetros de resistência das camadas tratadas foram obtidos através de ensaios triaxiais drenados executados com amostras indeformadas retiradas das camadas em campo. Na execução destes ensaios foram seguidos os procedimentos descritos no capítulo 4. Nas Figuras 7.1 a 7.5 estão plotadas as curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica destes ensaios.

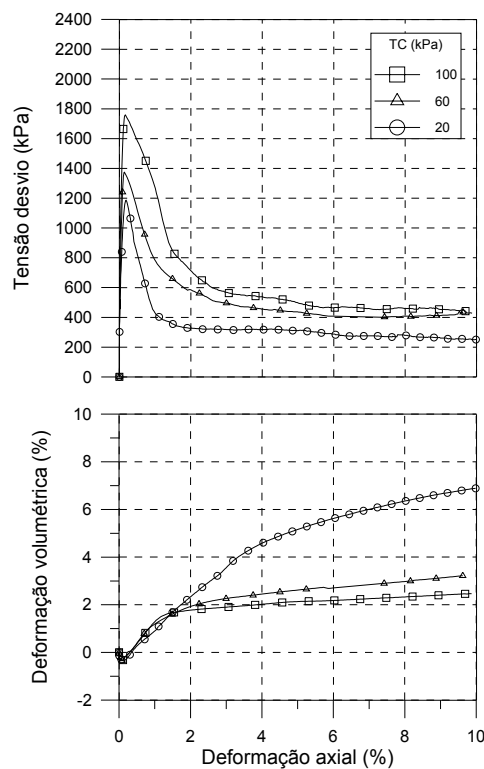


Fig. 7.1 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 com 7% de cimento (amostra de campo)

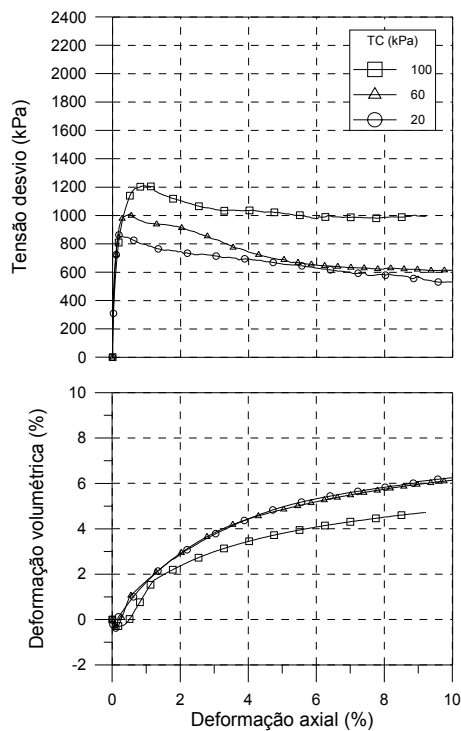


Fig. 7.2 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 com 7% de cimento e 0,50% de fibras de 24mm (amostra de campo)

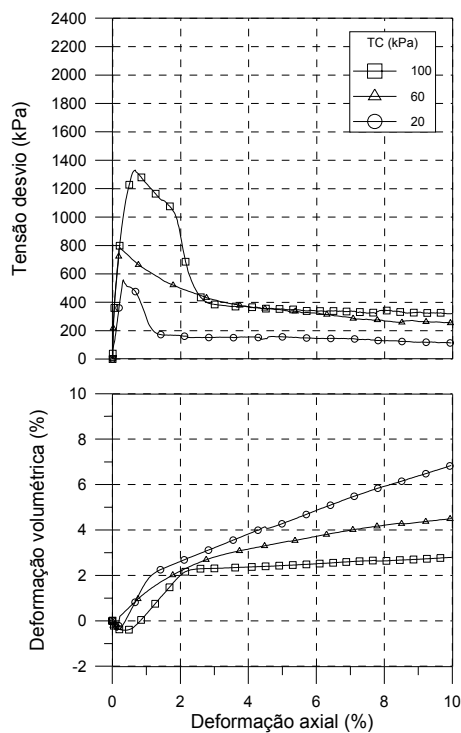


Fig. 7.3 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 com 4% de cimento (amostra de campo)

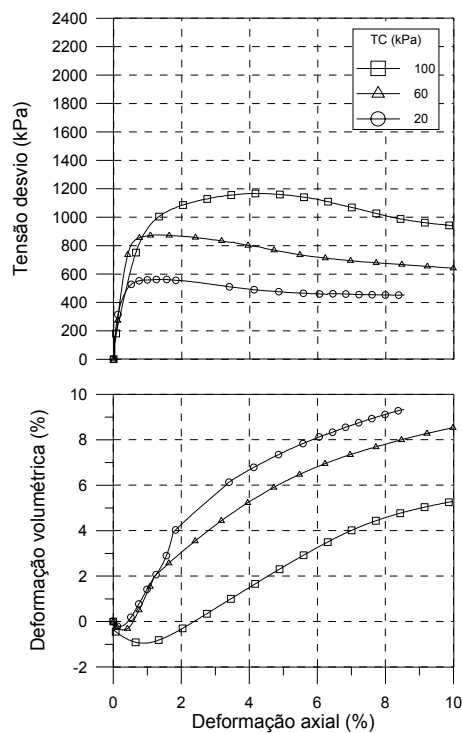


Fig. 7.4 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 com 4% de cimento e 0,25% de fibras de 24mm (amostra de campo)

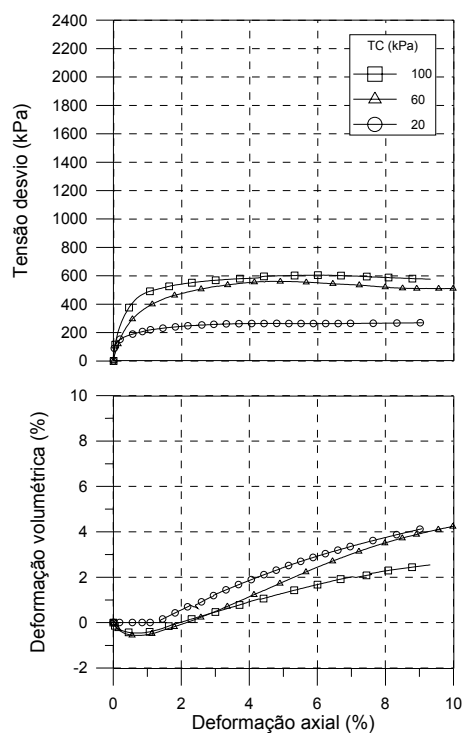


Fig. 7.5 - Curvas tensão x deformação axial x deformação volumétrica da areia 1 com 4% de cimento e 0,50% de fibras de 24mm (amostra de campo)

Observa-se nos resultados dos ensaios triaxiais apresentados nas Figuras 7.1 a 7.5 que há um comportamento semelhante ao observado com amostras de laboratório, os quais, estão apresentados no capítulo 5. Ou seja, a cimentação torna o material com um comportamento extremamente frágil e a adição de fibras à matriz cimentada tende a diminuir esta fragilidade, tornando o material com características mais dúcteis. Com relação à variação volumétrica, também há um comportamento semelhante, isto é, há uma compressão inicial seguida de expansão volumétrica. Diferenças inerentes à mistura, compactação e cura das camadas compactadas em campo, e também, problemas de amostragem, dificultam uma comparação entre resultados de campo e laboratório, onde variáveis possíveis de serem controladas em laboratório não tem o mesmo controle rigoroso em campo. Na Figura 7.5 pode-se observar que há uma queda de resistência com a adição de fibras em relação ao material sem reforço (Figura 7.3). Uma explicação para este fato é a falta de homogeneização da mistura em campo que ocorreu especificamente nesta camada devido ao alto teor de umidade da areia no momento da adição do cimento, portanto, não houve uma mistura eficiente entre o cimento e os outros materiais.

Na Tabela 7.1 estão apresentados os valores dos parâmetros de resistência dos materiais que constituem as diversas camadas construídas em campo. Os valores reduzidos correspondem a uma redução de dois terços nos parâmetros de resistência. Esta redução é uma recomendação de Terzaghi (1943) para casos onde ocorre ruptura por punção.

Tabela 7.1 – Parâmetros de resistência dos materiais

Materiais	Valores integrais		Valores reduzidos	
	ϕ (°)	C (kN/m ²)	ϕ (°)	C (kN/m ²)
Solo residual	26	17	18	11
Areia-cimento (7%)	52	170	-	-
Areia-cimento (7%) – fibra (0,50%)	43	180	-	-
Areia-cimento (4%)	56	48	-	-
Areia-cimento (4%)-fibra (0,25%)	52	69	-	-
Areia-cimento (4%)-fibra (0,50%)	45	35	-	-

7.3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE

Os valores da tensão de ruptura obtidos através dos métodos de Vesic (1975) e de Meyerhof & Hanna (1978) são apresentados na Tabela 7.2. Os valores experimentais da carga de ruptura, apresentados na Tabela 6.1, são reproduzidos na Tabela 7.2 na forma de tensão para efeitos de comparação com os valores previstos.

Na aplicação do método de Meyerhof & Hanna (1978) foram utilizados os parâmetros de resistência integrais das camadas tratadas e do solo residual (Tabela 7.1). Há inserido no método de Meyerhof & Hanna (1978) um coeficiente de punção (K_s) de forma a ajustar os parâmetros à forma de ruptura idealizada no método. No método de Vesic (1975) foram utilizados os parâmetros de resistência integrais das camadas tratadas e os parâmetros reduzidos do solo residual para levar em consideração a ruptura por punção.

Tabela 7.2 – Previsão da capacidade de suporte

Ensaio	Tensão de ruptura (kN/m^2)		
	Experimental	Meyerhof & Hanna (1978)	Vesic (1975)
PLD30H30 PC=7; PF=0	1376	1165	2023
PLD30H30 PC=7; PF=0,50	1300	1174	2373
PLD30H30 PC=4; PF=0	1123	872	994
PLD30H30 PC=4; PF=0,25	1270	914	1243
PLD30H30 PC=4; PF=0,50	792	820	1108
PLD60H30 PC=4; PF=0	552	743	511
PLD60H30 PC=4; PF=0,25	601	773	591
PLD60H30 PC=4; PF=0,50	474	647	530

Nota: PC(%); PF(%)

O método de Vesic (1975) possui uma equação básica exponencial que depende, dentre outros parâmetros, do ângulo de atrito e da coesão (Equação 2.4). Através de uma análise paramétrica, onde varia-se um parâmetro e fixam-se os outros, verificou-se que o método é mais sensível a variações do ângulo de atrito do que da coesão do material tratado. Para o caso específico da camada tratada com 7% de cimento quando carregada por uma placa de 0,30 m de diâmetro, variou-se o ângulo de atrito e fixaram-se todos os outros parâmetros da equação. Conclui-se que, variando-se o ângulo de atrito entre 20° e 35°, há um aumento da capacidade de suporte, por outro lado, para valores acima de 35°, há um decréscimo da capacidade de suporte. Isso explica, em parte, porque a capacidade de suporte do material cimentado reforçado com fibras (Tabela 7.2) é maior do que a capacidade de suporte do material cimentado sem reforço através do método de Vesic (1975), já que não há uma alteração significativa da coesão e há uma redução do valor do ângulo de atrito com a inclusão das fibras (Tabela 7.1).

Os valores da tensão de ruptura experimentais e previstos através dos métodos de Meyerhof & Hanna (1978) e Vesic (1975) são também apresentados graficamente na Figura 7.6. Na Figura 7.7 é apresentada uma relação entre a tensão de ruptura prevista e experimental.

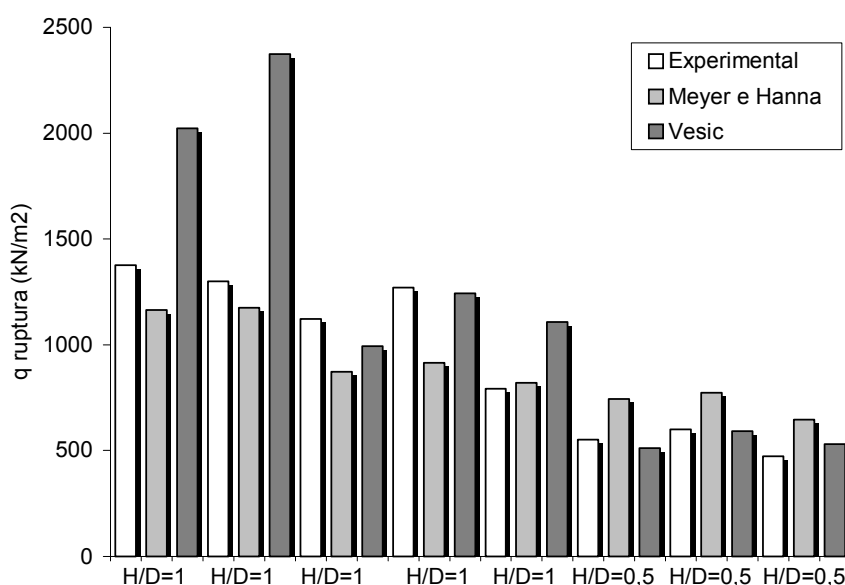


Fig. 7.6 – Comparação dos valores de tensão de ruptura (q_{rup}) experimentais e previstos

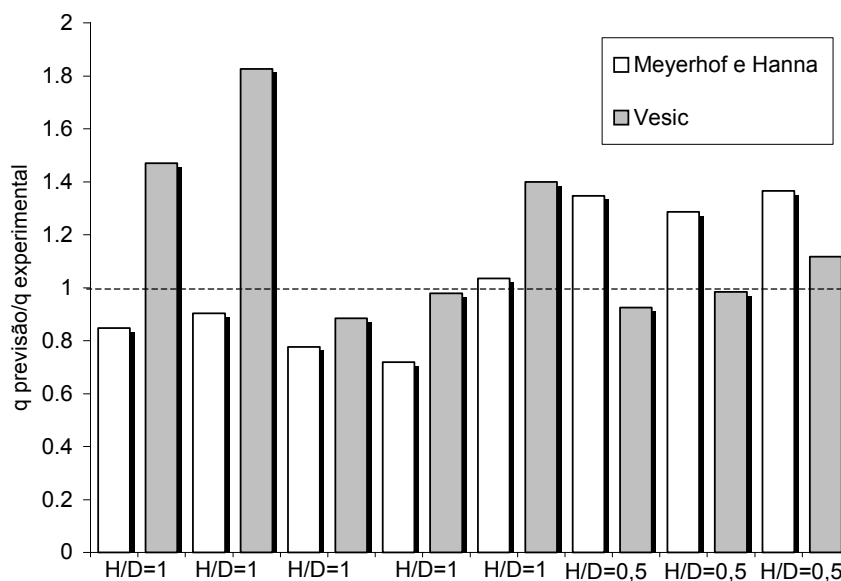


Fig. 7.7 – Relação entre os valores de tensão de ruptura (q_{rup}) experimentais e previstos

A partir da observação dos resultados apresentados na Tabela 7.2 e nas Figuras 7.6 e 7.7 pode-se fazer os seguintes comentários:

- O método proposto por Vesic (1975) apresentou para relações $H/D=0,5$ resultados de tensão de ruptura mais próximos aos resultados experimentais e em nenhum dos casos houve uma superestimativa significativa da carga de ruptura. Para relações $H/D=1,0$ este método, na maioria dos casos, superestimou a carga de ruptura. Somente em dois casos houve uma boa aproximação do valor experimental.
- O método proposto por Meyerhof & Hanna (1978) superestimou a carga de ruptura para todos os casos com relações $H/D=0,5$. Por outro lado, em nenhum momento houve uma superestimativa significativa da carga de ruptura para relações $H/D=1,0$. Na maioria dos casos houve uma boa aproximação dos valores experimentais.

Através do método proposto por Thomé (1999) é possível obter a capacidade de carga a 2% de recalque relativo de camadas superficiais de solo cimentado sobrepostas a camadas de solo de baixa resistência. Segundo o autor, a capacidade de carga é função da relação H/D, da coesão do solo cimentado e dos parâmetros do solo não cimentado. Os parâmetros utilizados no método estão apresentados na Tabela 7.3.

Tabela 7.3 – Parâmetros utilizados no método de Thomé (1999)

Materiais	C₁ (kN/m²)	C₂ (kN/m²)	φ₂ (°)	E₂ (kN/m²)
Solo residual	-	17	26	45000
Areia-cimento (7%)	170	-	-	-
Areia-cimento (7%)-fibra (0,50%)	180	-	-	-
Areia-cimento (4%)	48	-	-	-
Areia-cimento (4%)–fibra (0,25%)	69	-	-	-
Areia-cimento (4%)–fibra (0,50%)	35	-	-	-

Os valores experimentais da capacidade de carga a 2% de recalque relativo são comparados com os valores obtidos através do método de Thomé (1999) na Tabela 7.4 e na Figura 7.8.

Observando-se os resultados verifica-se que o método superestimou a capacidade de suporte em média de 40%, sendo que em dois casos há uma boa concordância entre os valores experimentais e previstos. Portanto, tanto os métodos de Vesic (1975) e Meyerhof & Hanna (1978) como o método de Thomé (1999) apresentam dispersões, o que leva à adoção de conservadores coeficientes de segurança.

Tabela 7.4 – Previsão da capacidade de suporte pelo método de Thomé (1999)

Ensaio	$q_{u2\%}$ (kN/m ²)	
	Experimental	Thomé (1999)
PLD30H30 PC=7; PF=0	1350	1665
PLD30H30 PC=7; PF=0,50	1040	1696
PLD30H30 PC=4; PF=0	1030	1106
PLD30H30 PC=4; PF=0,25	1180	1244
PLD30H30 PC=4; PF=0,50	740	999
PLD60H30 PC=4; PF=0	480	736
PLD60H30 PC=4; PF=0,25	500	831
PLD60H30 PC=4; PF=0,50	370	662

Nota: PC(%); PF(%)

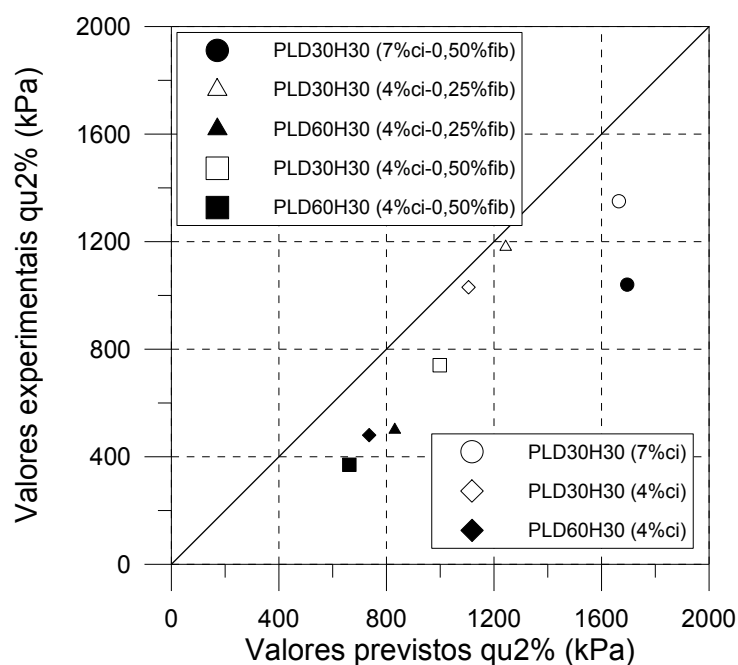


Fig. 7.8 – Comparação entre os valores previstos e experimentais (método de Thomé, 1999)

CAPÍTULO 8

CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1 CONCLUSÕES

Baseado nos resultados apresentados e analisados nos capítulos anteriores foi possível chegar às conclusões relacionadas abaixo, as quais, estão subdivididas conforme o enfoque dado no programa experimental.

8.1.1 Ensaio triaxiais

Através dos resultados da análise do projeto de experimentos foram estabelecidas as tendências e influências das várias variáveis no comportamento do compósito:

a) Quanto aos aspectos gerais do comportamento do compósito solo-cimento-fibra:

- A cimentação, representada pela porcentagem de cimento, e a tensão de confinamento exercem forte influência sobre as características de resistência e deformabilidade dos compósitos. Basicamente, a cimentação aumenta a

resistência de ruptura, a rigidez inicial, a resistência última e a capacidade de absorção de energia de deformação. Além disso, quanto maior a tensão confinante, maior é a tendência do compósito ao comportamento dúctil.

- A influência da inclusão de fibras sobre as propriedades mecânicas do compósito depende fundamentalmente das propriedades mecânicas da matriz. De um modo geral, a adição de fibras ao solo, com ou sem cimentação, altera suas características de resistência e deformabilidade.
- Considerando a matriz não cimentada, as fibras possuem a capacidade de mobilizar resistência mesmo quando submetidas a grandes deformações.
- Considerando a matriz cimentada, a adição de fibras proporciona uma perda da rigidez inicial, por outro lado, melhora a tenacidade e a ductilidade do material. Além disso, há um aumento da deformação axial e volumétrica na ruptura do compósito solo-cimento-fibra.
- A resistência do solo cimentado reforçado com fibras de polipropileno depende basicamente das condições da matriz, como teor de cimento, densidade, tamanho médio das partículas e distribuição granulométrica.
- 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.

b) Quanto aos efeitos do comprimento e da porcentagem de fibras:

- O acréscimo da resistência com a variação do comprimento e do teor de fibras é maior para a areia não cimentada.
- Com o aumento do comprimento e da porcentagem de fibras há uma redução

considerável da rigidez inicial para a matriz cimentada. Considerando a matriz não cimentada, os efeitos do comprimento e da porcentagem de fibras na rigidez inicial são nulos.

- A resistência última do material compósito é influenciada pelo comprimento e pelo teor de fibras, havendo um efeito mais pronunciado na matriz cimentada.
- O aumento do comprimento e do teor de fibras contribui para a redução da fragilidade e para o acréscimo da capacidade de absorção de energia.

c) Quanto aos efeitos da porcentagem de cimento:

- A porcentagem de cimento aparece como sendo o fator mais importante no acréscimo da resistência. O aumento do teor de cimento aumenta consideravelmente a coesão do material, além de proporcionar alterações no ângulo de atrito.
- Para baixos teores de cimento há um aumento da resistência do material com a adição de fibras, enquanto que, para maiores teores de cimento, há uma redução da resistência.
- A redução da rigidez inicial com a adição das fibras é tanto maior quanto mais alta for a quantidade de cimento adicionada ao compósito solo-fibra.
- O aumento do teor de cimento aumenta significativamente a fragilidade do solo cimentado, porém, com a adição de fibras, a resistência última aumenta consideravelmente quando comparada à do solo cimentado. Conseqüentemente, aumenta também a capacidade de absorção de energia de deformação.

d) Quanto aos efeitos da densidade relativa:

- A densidade relativa tem um forte efeito sobre a resistência do material reforçado com fibras, tanto cimentado como sem cimentação. Com o aumento da densidade relativa, há um acréscimo da resistência do material reforçado com fibras em relação ao material sem reforço, considerando a matriz não cimentada. Com relação ao material cimentado, se está no estado fofo, a adição de fibras proporciona uma queda na resistência, por outro lado, se o material está no estado denso, ocorre um ganho de resistência.
- O aumento da densidade relativa diminui a resistência última da matriz cimentada reforçada com fibras. Porém, não tem efeito significativo sobre as características de fragilidade ou ductilidade do material compósito.
- A perda da rigidez inicial do solo cimentado com a adição de fibras diminui com o aumento da densidade.
- A capacidade de absorção de energia aumenta linearmente com o aumento da densidade e seu efeito é mais pronunciado sobre o material reforçado com fibras.

e) Quanto aos efeitos do título das fibras:

- Considerando o material não cimentado, com o aumento do título das fibras há um decréscimo da tensão de ruptura. Para o material cimentado ocorre o inverso, há um aumento da resistência do material compósito. Isto ocorre porque com o aumento do título das fibras diminui a quantidade de fibras na matriz, já que se mantém sempre constante o peso de fibras que é adicionado ao material.

f) Quanto aos efeitos da tensão de confinamento:

- Quanto maior a tensão de confinamento, maior é a eficiência das fibras de polipropileno em mobilizar a resistência última, para o nível de deformação estudado.
- Considerando o solo reforçado não cimentado, há um ganho de resistência com o aumento da tensão de confinamento em relação ao material sem reforço. O mesmo ocorre para o material cimentado reforçado com fibras em relação à resistência última.
- A tensão de confinamento crítica não foi constatada no intervalo de tensões médias iniciais utilizado nos experimentos.
- A adição de fibras reduz o efeito da tensão confinante na rigidez do compósito.
- O índice de fragilidade do material cimentado é drasticamente reduzido com o aumento da tensão de confinamento.

h) Quanto aos efeitos da granulometria do solo:

- Com o aumento do tamanho médio dos grãos do solo há uma menor contribuição das fibras no acréscimo da resistência.
- Quanto maior o coeficiente de uniformidade do solo maior é o acréscimo da resistência com a adição das fibras, principalmente para a matriz cimentada. Porém, neste caso sabe-se que o coeficiente de uniformidade está aninhado ao índice de vazios.

8.1.2 Ensaio de placa

- A inclusão do reforço ao solo cimentado não teve influência significativa na estabilização dos recalques, a qual, ocorria rapidamente após aplicação do carregamento.
- As camadas tratadas apresentaram um deslocamento de compressão durante a aplicação de carga à placa. Entretanto, após a ruptura da camada tratada com cimento, foi verificada uma reversão dos deslocamentos, caracterizando a ruptura física da camada cimentada. Este comportamento não ficou evidente nos ensaios realizados sobre as camadas cimentadas reforçadas com fibras, principalmente para maiores teores de reforço. Isto foi verificado devido à mudança no mecanismo de ruptura com a adição das fibras
- O mecanismo de ruptura de camadas cimentadas sobre solo de baixa resistência é vertical ou levemente inclinada, dependendo da relação H/D, ocasionada pelo surgimento de fissuras próximas à borda da placa e na base da camada cimentada. Nas camadas de solo-cimento-fibras não se verifica este padrão de fissuramento, neste caso ocorre a formação de uma zona de cisalhamento ao redor da borda da placa.
- O benefício do uso de uma camada superficial cimentada sobre o solo residual de baixa capacidade de suporte é claramente observado nos resultados dos ensaios de placa, onde há um aumento da capacidade de suporte e da rigidez. Considerando um recalque de aproximadamente 8 mm, a carga obtida no ensaio de placa de 0,30 m de diâmetro sobre a camada cimentada é em torno de 5 vezes a do solo residual, entretanto, a recalques maiores, há uma perda da capacidade de suporte do solo cimentado, alcançando valores próximos a do solo residual.
- A capacidade de suporte da camada de solo-cimento-fibra, teor de 7% de cimento e 0,50% de fibras, é semelhante a da camada de solo-cimento, considerando também um ensaio de placa de 0,30 m de diâmetro. Por outro

lado, a capacidade de suporte pós-ruptura é melhorada quando comparada aos valores obtidos para as placas assentes sobre a camada cimentada e assentes sobre o solo residual.

- Com uma redução de 7% para 4% no teor de cimento, a capacidade de suporte da camada superficial cimentada é de 4 vezes à capacidade de suporte do solo residual, considerando-se neste caso também um recalque de 8 mm de uma placa de 0,30 m de diâmetro. Por outro lado, quando se adiciona 0,25% de fibras à camada cimentada, esta relação é de 4,5 vezes. Aumentando o teor de fibras para 0,50%, esta mesma relação diminui, passando a ser de 3,0 vezes. Problemas de mistura detectados no momento da construção da camada cimentada (4% de cimento) reforçada com 0,50% de fibras podem ter conduzido a esta perda de resistência. Isto também pode ser constatado nos resultados dos ensaios triaxiais realizados com amostras retiradas das camadas tratadas em campo.
- Considerando o recalque de 10 mm de uma placa de 0,60 m de diâmetro sobre a camada cimentada com 4% de cimento, a carga obtida neste caso é de 2,6 vezes a do solo residual, alcançando valores próximos a do solo residual para maiores recalques. Adicionando 0,25% de fibras à camada cimentada há um acréscimo de 10% na capacidade de suporte, porém, para uma adição de 0,50% de fibras, a capacidade de suporte cresce gradualmente com o aumento dos recalques. Entretanto, considerando um recalque de 10 mm, há um decréscimo de aproximadamente 20% da capacidade de suporte em relação ao material cimentado sem reforço.
- Na camada de solo-cimento, as tensões de tração geradas durante o carregamento resultam na formação de trincas que são visivelmente observadas, partindo da base e atingindo o topo da camada cimentada. Duas trincas quase que verticais de grandes proporções se formam abaixo da borda da placa. Com isso, a transferência de carga da interface da camada cimentada para o solo residual fica restrita à área da placa.

- Na camada de solo-cimento-fibra, o reforço com fibras parece inibir a propagação de fissuras e distribuir as tensões numa área maior na interface entre a camada cimentada reforçada e o solo residual.
- Através do índice de fragilidade obtido dos resultados dos ensaios de placa é possível afirmar que, de uma forma geral, a adição de fibras à matriz cimentada torna o material com características mais dúcteis.
- Normalização do tipo carga/área lateral x recalque relativo indica que a influência da relação H/D não é mais observada nos resultados de ensaios de placa realizados num mesmo tipo de material.
- A influência da relação H/D também não é mais observada nos resultados dos ensaios de placa quando uma normalização do tipo carga/carga máxima x recalque relativo é realizada.

8.1.3 Previsão da capacidade de suporte

- O método proposto por Vesic (1975) apresentou para relações H/D=0,5 resultados de tensão de ruptura mais próximos aos resultados experimentais do que método de Meyerhof & Hanna (1978), e em nenhum dos casos houve uma superestimativa significativa da carga de ruptura.
- Para relações H/D=1,0 o método de Meyerhof & Hanna (1978) apresentou boa aproximação com os valores experimentais e em nenhum momento houve uma superestimativa significativa da carga de ruptura, ao contrário dos valores obtidos pelo método de Vesic (1975).
- O método de Thomé (1999) superestimou a capacidade de suporte em 40% em média. Portanto, a grande dispersão apresentada pelos métodos de previsão da capacidade de suporte conduz à adoção de conservadores coeficientes de segurança.

8.2 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

- Desenvolver um modelo constitutivo que reproduza o comportamento de solos reforçados com fibras, cimentados ou não.
- Verificar o efeito da fluência das fibras de polipropileno em solos reforçados quando estes forem submetidos a carregamentos permanentes.
- Estudar o comportamento de solos reforçados onde o reforço seja constituído pela mistura de diferentes tipos de fibras com características extensíveis e inextensíveis nas mais variadas proporções.
- Buscar outras alternativas de reforço em forma de fibras que sejam resíduos de processos industriais.
- Realização de provas de carga em fundações superficiais em verdadeira grandeza sobre camadas de solo-fibra e solo-cimento-fibra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AHNBERG, H.; HOLM, G.; HOLMQUIST, L.; LJUNGCRANTZ, C. The use of different additives in deep stabilization of soft soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13., 1994, New Delhi. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1994, v.3, p. 1191-1194.
- 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 ...** 1995, v.2, p.433-466.
- 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, 1995, v.1, 2v, p. 791-805.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standart test method for density of soil in place by the drive-cylinder method:** ASTM D2937-83. Philadelphia,1990, 4p.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica:** NBR 6508. Rio de Janeiro, 1984. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Prova de carga direta sobre terreno de fundação:** NBR 6489. Rio de Janeiro, 1984. 2p.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização:** NBR 6457. Rio de Janeiro, 1986. 9p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não-coesivos:** NBR 12004. Rio de Janeiro, 1990. 6p.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos:** NBR 12051. Rio de Janeiro, 1991. 14p.

AVERBECK, J.H.C. **O cone elétrico e sua aplicação no estudo de fundações em solos coesivo-friccionais.** Porto Alegre, 1996, 126p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

- BISHOP, A.W.; HENKEL, D.J. **The measurement of soil properties in the triaxial test**. London: Edward Arnold, 1957, 191p.
- BRESSANI, L.A. **Experimental studies of an artificially bonded soil**. London, 1990. 459p. Tese (Ph.D.) – University of London.
- BRESSANI, L.A.; MARTINS, F.; BICA, A.V.D. Mechanical behavior of a residual soil from Botucatu sandstone. In: INTERNATIONAL CONGRESS – INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, 1994, Lisbon. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1994. v.1,p.316-322.
- BUDINSKI, K.G. **Engineering materials, properties and selection**. 5ed. New Jersey: Prentice Hall International,1996, 653p.
- BUENO, B.S.; LIMA, D.C.; TEIXEIRA, S.H.C.; RIBEIRO N.J. Soil fiber reinforcement: basic understanding. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 1996, San Diego. **Anais...** 1996, v1., p.878-884.
- CARRARO, J.A. **Utilização de resíduos industriais na estabilização de um solo residual de arenito**. Porto Alegre, 1997. 149p. Dissertação (Mestrado 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.
- CERATTI, J.A.P.; CASANOVA, F.J. Um método físico-químico para dosagem de solo-cimento. In: SIMPÓSIO SOBRE NOVOS CONCEITOS EM ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO EM GEOTECNIA, 1988, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: COPPE/ABMS/ABGE, 1988, 2v., v.1, p. 191-200.
- CHANG, T.; WOODS, R.D. Effect of particle contact bond on shear modulus. **Journal of the Geotechnical Engineering**, New York, v.118, n.8, p.1216-1233, 1992.
- CLAYTON, C.R.I.; KRATRUSH, S.A.; BICA, A.V.D.; SIDDIQUE, A. The use of hall effect semiconductors in geotechnical instrumentation. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.12, n.1, p.69-76, 1989.
- CLOUGH, W.; SITAR, N.; BACHUS, R.C.; RAD, N.S. Cemented sands under static loading. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.107, n.6, p.799-817, 1981.
- CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; 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., 1997, Hamburgo. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1997-a, p. 783-784.
- 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, 1997-b, p.481-486.

- CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; ULBRICH, L.A. Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v.124, n.12, p.1211-1214, 1998-a.
- CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; MILITITSKI, 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.; 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.; ROTA, G.V.; PRIETTO, P.D.M. The influence of curing under stress on the triaxial response of cement soils. **Géotechnique**, London, v.50, n.1, p.99-105, 2000.
- CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; CARRARO, J.A.H.; HEINECK, K. Behavior of compacted soil-fly ash-carbide lime mixtures. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v.127, n.9, p.774-782, 2001.
- 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**, New York, 2002-a.
- 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-b.
- 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.

- COOP, M.R.; ATKINSON, J.H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Géotechnique**, London, v.43, n.1, p.53-67, 1993.
- CROFT, J.B. The influence of soil mineralogical composition on cement stabilization. **Géotechnique**, London, v.17, p.119-135, 1967.
- 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.
- CUCCOVILO, T.; COOP, M.R. The influence of bond strength on the mechanics of carbonate soft rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS-SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. 3v. v.1, p.447-455.
- 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.
- DÉCOURT, L. Speciality Session 9. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1983, Helsinki. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1983, p.1305-1306.
- DIAS, R.D. **Aplicação da pedologia e geotecnia no projeto de fundações de linhas de transmissão**. Rio de Janeiro, 1987. 349p. Tese (Doutorado em Engenharia) – COPPE/UFRJ.
- 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, 12., 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2002, 3v., v.1, p.251-260.

- 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, 1989, v.2, p.1209-1212.
- 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.
- FOGAÇA, B.C. **Análise paramétrica de estruturas de pavimento utilizando areia do litoral do Rio Grande do Sul, estabilizada com cinza volante e cal**. Porto Alegre, 1996. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- FREITAG, D.R. Soil randomly reinforced with fibers. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.112, n.8, p. 823-826, 1986.
- FRYDMAN, S.; BURD, H.J. Numerical studies of bearing-capacity factor N_γ . **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v.123, n.1, p.20-29, 1997.
- GARCIA, J.G.D. **Estudo do comportamento de fundações superficiais em solos cimentados**. Porto Alegre, 1998. 135p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- GENS, A.; NOVA, R. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS-SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1993, 3v., v.1, p.485-494.

- GONZALEZ, A.E.R. **O uso de métodos sísmicos e não-destrutivos aplicados à Geotecnia**. Porto Alegre, 1997. 110p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- GRAY, D.H.; AL-REFEAI, T. Behavior of fabric versus fiber-reinforced sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.112, n.8, p.804-820, 1986.
- GRAY, D.H.; OHASHI, H. Mechanics of fiber reinforcement in sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.109, n.3, p.335-353, 1983.
- GRAY, D.H.; MAHER, M.H. Admixture stabilization of sands with random fibers. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro, **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1989, v.2, p.1363-1366.
- HANDY, R.L. Cementation of soil minerals with Portland cement or alkalis. **Highway Research Board Bulletin**. Washigton, v.198, p.55-64, 1958.
- HANNA, A.M.; MEYERHOF, G.G. Ultimate bearing capacity of foundations on a three-layer soil, with special reference to layered sand. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.16, n.2, p.412-414, 1979.
- HANNANT, L. Polymers and polymers composites. In: J.M. ILLSTON. **Construction materials: their nature and behavior**. 2ed., London: J.M. Illston/E & FN Spon, 1994, p.359-403.
- HEAD, K.H. **Manual of soil laboratory testing**. London: Pentech Press, 1982, 3v.,339p.
- HEINECK, K.S. **Estudo da influência de cimentações introduzidas sob tensão**. Porto Alegre, 1998. 118p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

- 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, 2002, 3v., v.1, p.403-408.
- HERZOG, A.; MITCHELL, J.K. Reactions accompanying stabilization of clay with cement. **Highway Research Record**, Washington, v.36, p.146-171, 1963.
- HIGGINS, R.A. **Properties of engineering materials**. London: E. Arnold, 2ed., 1994. 495p.
- HOARE, D.J. Laboratory study of granular soils reinforced with randomly oriented discrete fibres. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL REINFORCEMENT, 1979, Paris. **Proceedings ...** 1979. v.1, p.47-52
- 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.
- HUANG, J.T.; AIREY, D.W. Properties of artificially cemented carbonate sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v.124, n.6, p.492-499, 1998.
- ILLSTON, J.M. **Construction materials; their nature and behavior**. 2ed. London: E & FN Spon, 1994, 518p.

- INGLES, O.G.; METCALF, J.B. **Soil stabilization: principles and practice.** Melbourne: Butterworths Pty, 1972, 372p.
- ISMAIL, M.A.; JOER, H.A.; SIM, W.H.; RANDOLPH, M.F. Effect of cement type on shear behavior of cement calcareous soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v.128, n.6, p.520-529, 2002.
- JEWELL, R.A.; WROTH, C.P. Direct shear tests on reinforced sand. **Géotechnique**, London, v.37, n.1, p.53-68, 1987.
- 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.
- LADE, P.V.; OVERTON, D.D. Cementation effects in frictional materials. **Journal of the Geotechnical Engineering**, New York, v.115, n.10, p.1373-1387, 1989.
- LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P.R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. **Géotechnique**, v.40, n.3, p.467-488, 1990.
- LI, L.; MITCHELL, R. Effects of reinforcing elements on the behavior of weakly cemented sands. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.25, n.2, p.389-395, 1988.
- 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...** 1996, v.1, p.868-877.
- LUZZARDI, F.; MILITITSKI, J. Provas de carga em fundações superficiais assentes em solos residuais parcialmente saturados. Porto Alegre :Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, 1987. (Não publicado).

- 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.
- MÁNTARAS, F.M. **Análise numérica do ensaio pressiométrico aplicada à previsão do comportamento de fundações superficiais em solos não saturados**. Porto Alegre, 1995. 129p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- MATOS, L.F.S. **Pesquisa experimental da resistência ao arrancamento de estacas de pequeno diâmetro em um solo parcialmente saturado**. Porto Alegre, 1989. 111p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- 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, 1985, **Proceedings...** 1985. v.3, p.1735-1738.
- MEKSRAITIS, P.R.C. **Comportamento de microestacas**. Porto Alegre, 1988. 283p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em

Engenharia Civil da UFRGS.

MENEGAT, R.; PORTO, M.L.; CARRARO, C.C.; FERNANDES, L.A.D. **Atlas ambiental de Porto Alegre**. 1ed., Porto Alegre: Ed. UFRGS, 1998, 237p.

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 foundation 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.

MICHALOWSKI, R.L.; SHI, L. Bearing capacity of footings over two-layer foundation soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.121, n.5, p.412-428, 1995.

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

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, 1981. v.4, p.261-317.

MOH, Z.C. Reactions of soil minerals with cement and chemicals. **Highway Research Record**, Washington, v.86, p.39-61, 1965.

- 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, 2001.
- MONTGOMERY, D.C. **Design and analysis of experiments**. 2ed. New York: John Wiley and Sons. 1984.
- 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.
- NAKAHARA, S.M. **Determinação de propriedades de um solo não saturado através de ensaios pressiométricos e de laboratório**. Porto Alegre, 1995. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- NANNI, L.F.; RIBEIRO, J.P. **Planejamento a avaliação de experimentos**. PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 1991 (Caderno de Engenharia 17/87).
- 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, 1996. v.1, p.826-835.
- NISHIDA, Y.; KAWAMURA, M. The mechanism of soil-cement stabilization – a short review. In: ASIAN REGIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4., 1971, Bangkok. **Proceedings...** [l.:s.n.,1971], 2v., v.2, p.199-204.

NOBLE, D.F. Reactions and strength development in portland cement-clay mixtures. **Highway Reserch Record**, Washington, v.198, p.39-56, 1967.

NÚÑEZ, W.P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botocatu visando seu emprego na pavimentação**. Porto Alegre, 1991. 145p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

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. 1996, p.875-880.

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

PASA, G.S. **Método de otimização experimental de formulações**. Porto Alegre, 1996. 168p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

PREZZI, M. **Ensaio de penetração tipo cone (CPT) na região metropolitana de Porto Alegre**. Porto Alegre, 1990. 176p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

PRIETTO, P.D.M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo cimentado artificialmente**. Porto Alegre, 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

PRIETTO, P.D.M.; SCHNAID, F.; CONSOLI, N.C. Aspectos do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado. **Solos e Rochas**, São Paulo: ABMS/ABGE, v.20, n.3, p.145-166, 1997.

- RAMIRES, M.P. **Estudo do comportamento a compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo parcialmente saturado.** Porto Alegre, 1983. 119p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- 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.
- ROHLFES JUNIOR, J.A. **Estudo do comportamento de um solo residual melhorado através de técnicas mecânicas e físico-químicas e sua aplicação em análises de fundações superficiais.** Porto Alegre, 1996. 124p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- ROTTA, G.V. **Cimentação introduzida sob tensão: Compreendendo a importância do índice de vazios de formação da estrutura no comportamento mecânico de solos cimentados.** Porto Alegre, 2000. 134p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- ROTTA, G.V.; PRIETTO, P.D.M.; GEHLING, W.Y.Y.; CONSOLI, N.C. Comportamento mecânico de solos cimentados submetidos a compressão isotrópica. **Solos e Rochas**, São Paulo, ABMS/ABGE, v.24, n.2, p.115-128, 2001-a.
- ROTTA, G.V.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C.; GEHLING, W.Y.Y. influência do índice de vazios de formação da matriz cimentante no comportamento mecânico de solos cimentados. **Solos e Rochas**, São Paulo, ABMS/ABGE, v.24, n.1, p.23-41, 2001-b.
- 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.

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.

SAXENA, S.K.; LASTRICO, R.M. Static properties of lightly cemented sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.104, n.12, p.1449-1465, 1978.

SCHNAID, F.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. Characterization of cement sand in triaxial compression. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v.127, n.10, p.857-868, 2001.

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

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

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

SILVEIRA, A.; SILVEIRA, E.B.S. Low cost shallow foundation. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 2., 1963, São Paulo. **Proceedings...** São Paulo:ABMS, 1963, v.1, p.327-335.

SKEMPTON, A.W. The colloidal activity of clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. **Proceedings...** Zurich: Berichthaus, 1953, v.1, p.57-61.

- SKEMPTON, A.W. The pore-pressure coefficients A and B. **Géotechnique**, London, v.4, p.143-147, 1954.
- SOARES, J.M.D.; BICA, A.V.D.; BRESSANI, L.A.; MARTINS, F.B. Medição local de deformações utilizando sensores de efeito Hall. **Solos e Rochas**, São Paulo, ABMS/ABGE, v.17, n.3, p.183-188, 1994.
- 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.
- STEFANOFF, G.; JELLEVA, J.; TSANKOVA, N. et al. Stress and strain state of a cement- loess cushion. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1983, Helsinki. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1983, v.2, p.811-816.
- STRECK, E.V.; KÄMPF, N.; DALMOLIN, R.S.D. et al. **Solos do Rio Grande do Sul**. 1ed. Porto Alegre: Ed. UFRGS, 2002, 128p.

- TAYLOR, G.D. **Materials in construction**. 2ed. London: Longman Scientific & Technical, 1994, 284p.
- TCHENG, Y. Shallow foundation on stratified soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4., 1957, London. **Proceedings...** London: Butherworths Scientific, 1957, v.1, p.449-452.
- TEODORO, J.M.; BUENO, B.S. Estudo do comportamento dos solos reforçados com fibras plásticas de polipropileno. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11, Brasília, 1998. **Anais...** v.2., p.1093-1100, 1998.
- TEODORO, J.M. **Resistência ao cisalhamento de solos reforçados com fibras plásticas**. São Paulo, 1999. 108p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de São Carlos/ USP.
- TERZAGHI, K. Theoretical soil mechanics. New York: John Wiley and Sons, 1943, 722p.
- 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. **Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais**. Porto Alegre, 1994. 150p. 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-a, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2002-a, 3v., v.3, p.1447-1456.

THOMÉ, A.; DONATO, M.; CONSOLI, N.C. Interpretação de provas de carga em placas sobre camadas de solo tratadas com resíduos. **Solos e Rochas**, São Paulo, ABMS/ABGE, 2002-b. (no prelo)

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.

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.

VESIC, A.S. Bearing capacity of shallow foundations. In: WINTERKORN, H.F.; FANG, H. (Eds) **Foundation engineering handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975. p.121-147.

VIDAL, H. The principle of reinforced earth. **Highway Research Record**. Washington, D.C., NCR-HRB, n.282, p.1-16, 1969.

YOSHINAKA, R.; YAMABE, T. Deformation behavior of soft rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON WEAK, SOFT, FRACTURED AND WEATHERED ROCK, Tokyo, 1981. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1981-82. 3v. v.1, p.87-92.

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